



**Rui Miguel
Sousa Almeida**

**Estabilização de areias monogranulares para fins
rodoviários – Estudo aplicado à região de Mira**



**Rui Miguel
Sousa Almeida**

**Estabilização de areias monogranulares para fins
rodoviários – Estudo aplicado à região de Mira**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Agostinho Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

o júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutora Rosa Paula da Conceição Luzia

professora Adjunta do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Prof. Doutor. Agostinho Benta

professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Gostaria de agradecer a todos os que me acompanharam e apoiaram na realização deste trabalho.

Ao Professor Agostinho Benta, orientador científico da presente dissertação, quero agradecer pelo seu apoio, paciência, compreensão, discussão dos resultados e pelos melhoramentos de texto.

À minha namorada Sónia pela preciosa ajuda e confiança que me transmitiu ao longo de todo o trabalho.

Ao Sr. Raul e Sr^a. Graça pelo apoio e disponibilidade na logística do trabalho.

A toda a minha família em especial aos meus pais e irmãos que nos momentos mais difíceis sempre transmitiram todo o apoio e confiança necessários para a realização desta dissertação.

Aos meus amigos que diariamente contribuíram com todo o apoio e paciência.

palavras-chave

Estabilização de solos; solo-cimento; pavimentos; leito de pavimento; areias monogranulares

resumo

O presente trabalho tem como finalidade investigar formas de estabilização de solos dunares da região de Mira, com vista à sua aplicação em camadas de leito de pavimentos rodoviários.

A razão da existência deste estudo, prende-se essencialmente com a necessidade de se procurarem soluções que permitam melhorar as características do solo, de modo que este seja capaz de suportar as cargas aplicadas sem deformação excessiva, mantendo assim a sua resistência e estabilidade mecânica.

Com vista a avaliar as técnicas de estabilização na melhoria das propriedades mecânicas do solo, procedeu-se à caracterização do solo através de ensaios de granulometria, equivalente de areia, e azul-de-metileno, posteriormente, realizaram-se também ensaios de caracterização da resposta mecânica do solo (compactação, CBR, compressão simples e compressão diametral).

Para perceber qual o efeito da estabilização, numa hipotética estrutura de pavimento, fez-se o dimensionamento de uma estrutura para cada um dos teores de cimento.

Por fim são apresentadas as conclusões e apontam-se sugestões para trabalhos futuros.

keywords

Soil stabilization; soil-cement; pavements; subgrade; monogranular sands

abstract

The propose of the present work is to explore ways of stabilization of soils with cement in the region of Mira, which can be applied on layers of subgrade in road pavements.

This study is essential since there is a current need for solutions to improve the features of a soil in a way that it can be able to support applied loads without excessive deformation holding is resistance and mechanical stability.

To assess the techniques used on the stabilization of a soil on the improved of it mechanical features was made the characterization of the soil thought the granulometry, equivalent sand, methylene blue and than the following tests were made, Proctor, CBR, simple compression and diametral compression. Was performed the sizing of a structure of pavement for each one of the levels of cement to see which one is more appropriated.

In the end there were presented the conclusions and advices to future studies.

Índice

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2. OBJECTIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DA PESQUISA	3
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	5
2.2. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	6
2.2.1. ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA.....	6
2.2.2. ESTABILIZAÇÃO FÍSICA.....	7
2.2.3. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA.....	7
2.3. APLICAÇÕES DE LIGANTES HIDRÁULICOS COMO AGENTES AGLUNITADORES	8
2.4. ESTABILIZAÇÃO SOLO-CIMENTO.....	8
2.4.1. UTILIZAÇÃO DO SOLO-CIMENTO EM CAMADAS DE PAVIMENTOS.....	11
2.4.2. MECANISMOS DE REACÇÃO DA MISTURA SOLO-CIMENTO.....	11
2.4.3. FACTORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIZAÇÃO SOLO-CIMENTO.....	13
2.5. ESTABILIZAÇÃO SOLO-CAL	15
2.5.1. REACÇÕES SOLO-CAL.....	16
2.5.1.1. ALTERAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO COM A ADIÇÃO DE CAL.....	19
2.5.1.2. FACTORES QUE INFLUENCIAM NO PROCESSO DE ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS COM CAL.....	21
2.5.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS	21
2.6. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM OUTROS ADITIVOS	23
2.6.1. ESTABILIZAÇÃO COM MISTURA DE CAL E CINZAS VOLANTES (FLY ASH)	24
2.6.2. ESTABILIZAÇÃO COM CLORETOS.....	24

2.6.3. ESTABILIZAÇÃO COM ACÇÃO IMPERMEABILIZANTE.....	24
2.6.4. ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM BETUME.....	24
3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO DO LOCAL EM ESTUDO.....	27
4. METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS	31
4.1. METODOLOGIA DOS ENSAIOS	31
4.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	31
4.1.2. EQUIVALENTE DE AREIA	31
4.1.3. AZUL-DE-METILENO	32
4.1.4. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS.....	32
4.1.5. PROCTOR	32
4.1.6. CBR	32
4.1.7. ENSAIO COMPRESSÃO SIMPLES	34
4.1.8. ENSAIO COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	35
4.2. MATERIAIS	36
4.2.1. SOLO	36
4.2.2. CIMENTO	37
4.2.3. ÁGUA	37
4.2.4. MISTURA SOLO-CIMENTO	37
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	39
5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	39
5.1.1. GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	39
5.1.2. ENSAIO PROCTOR	42
5.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS ESTABILIZADOS COM CIMENTO....	44
5.2.1. ENSAIO CBR	44
5.2.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	49
5.2.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL	51

6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS ALTERNATIVAS E ANÁLISE COMPARATIVA	55
6.1. DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTO CONVENCIONAL	55
6.2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO VARIANDO O TEOR DE CIMENTO	60
6.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES	69
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
7.1. CONCLUSÕES	71
7.2. TRABALHOS FUTUROS	72
Bibliografia	73
ANEXO 1	79
ANEXO 2	101
ANEXO 3	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Acção do cimento na estabilização de agregados e de solos (Balbo, 2002).....	10
Figura 2 – Fenómeno de floculação (Prusinsk e Bhattacharja (1999) in (Prischila, 2005)).	17
Figura 3 – Reacção Pozolânica (modificado de Prusinsk e Bhattacharja (1999) in (Prischila, 2005))	18
Figura 4 - Esquema das principais reacções físico-químicas que ocorrem num solo tratado com cal	19
Figura 5 – Espalhamento de cal para estabilização de solos	22
Figura 6 – Mistura e homogeneização da cal na estabilização de solos.....	22
Figura 7 – Compactação do solo	22
Figura 8 – Rega de cura	23
Figura 9 – Fotografia aérea do traçado, Município de Mira	27
Figura 10 – Mapa geológico relativo ao local de amostragens. (Fonte: excerto da folha nº 16 C da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000).....	28
Figura 11 – Imagem exemplificativa do traçado.....	29
Figura 12 – Série de Peneiros ASTM	31
Figura 13 – Compactador automático para os ensaios Proctor e CBR	32
Figura 14 – Molde utilizado nos ensaios CBR, Compressão Simples e Compressão diametral	33
Figura 15 – Provetes imersos em água	33
Figura 16 – Ensaio CBR (Penetração)	33
Figura 17 – Máquina de compressão do CBR.....	34
Figura 18 – Câmara Húmida	34
Figura 19 – Ensaio Compressão Simples	35
Figura 20 – Ensaio de Compressão Diametral.....	35
Figura 21 – Local onde foram recolhidas as amostras e aspecto do material estudado....	37
Figura 22 – Curvas granulométricas das 6 amostras de solo	40
Figura 23 – Curva Proctor das 6 amostras	42
Figura 24 – Peso específico seco máximo vs Teor de cimento	43

Figura 25 - Ensaio de penetração com variação da percentagem de cimento para 12 pancadas.....	44
Figura 26 - Ensaio de penetração com variação da percentagem de cimento para 25 pancadas.....	45
Figura 27 - Ensaio de penetração com variação da percentagem de cimento para 55 pancadas.....	45
Figura 28 – Variação de percentagem de cimento/CBR	47
Figura 29 – 1ª Derivada da relação entre a percentagem de cimento e o valor de CBR....	48
Figura 30 – Variação da compressão simples.....	49
Figura 31 – Variação da compressão diametral	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Principais características da aplicação do cimento na estabilização de solos (Cristelo, 2001)	13
Tabela 2 - Resultados da análise granulométrica das 6 amostras de solo.....	39
Tabela 3 – Resultados do ensaio de equivalente de areia	40
Tabela 4 – Resultados do ensaio de azul-de-metileno.....	41
Tabela 5 – Pesos específicos das 6 amostras	41
Tabela 6 – Correspondência entre o peso específico seco máximo e o respectivo teor de água óptimo.....	42
Tabela 7 - Valores do ensaio de penetração de 12 pancadas	46
Tabela 8 - Valores do ensaio de penetração de 25 pancadas	46
Tabela 9 - Valores do ensaio de penetração de 55 pancadas	47
Tabela 10: Características do betume a utilizar nas camadas de misturas betuminosas... 56	
Tabela 11: Características dos agregados e das quantidades de betume assumidas no cálculo, para as misturas betuminosas	56
Tabela 12: Características dos materiais e espessuras calculadas.....	58
Tabela 13: Extensões e danos calculados no dimensionamento da estrutura de pavimento.....	59
Tabela 14: Características dos materiais e espessuras para as estruturas de pavimentos com variação do teor de cimento.	62

LISTA DE SÍMBOLOS

ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa

ASTM – *Amercian Society for Testing and Materials*

BG – Base Granular

SbG – Sub-base Granular

CBR – *California Bearing Ratio*

CEEP – Caderno de Encargos-tipo da Estradas de Portugal

CMV – Compactação com Martelo Vibratório

DEC – Departamento de Engenharia Civil

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagens Brasileiro

EN – Norma Europeia; Estrada nacional

EP – Estradas de Portugal

IP – Índice de Plasticidade

JAЕ – Junta Autónoma de Estradas

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MACOPAV – Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional

MB – Macadame Betuminoso

MBD – Mistura Betuminosa Densa

NLT – Norma Espanhola

NP – Norma Portuguesa

ϵ – extensão (símbolo genérico)

ϵ_t – extensão de tracção

ν - coeficiente de poisson

ω_{opt} – teor óptimo em água

σ – tensão (símbolo genérico)

$D_{m\acute{a}x}$ – dimensão máxima do agregado

D – diâmetro do provete

E_m – módulo de deformabilidade de mistura betuminosa

E_s – módulo de deformabilidade estático

F – força ou carga aplicada num provete

h – altura do provete

N – número de eixos padrão;

n – porosidade

N₈₀ – número acumulado de eixos padrão de 80 kN

pb – percentagem de betume

pen₂₅ – penetração a 25°C de um betume asfáltico

R_{cs} – resistência à compressão simples

R_{tcd} – resistência à compressão simples

S_b – rigidez do betume

t_b – teor em betume

T_{ab} - temperatura de amolecimento de um betume asfáltico determinada pelo método de anel e bola

T_s – temperatura de serviço

V_a – coeficiente do volume de agregado pelo volume total

V_b – coeficiente do volume de betume pelo volume total

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O solo é sem dúvida nenhuma o material de construção civil que mais abunda na superfície terrestre, tendo na geotecnia um papel fundamental. Quando na execução de uma estrada nos deparamos com solos que não satisfazem as exigências impostas pelas acções do tráfego e das condições ambientais, temos então que seguir umas das soluções alternativas: dimensionar os pavimentos considerando as limitações do solo; substituir o material existente por outro de melhor qualidade; ou alterar as suas propriedades, criando um novo material que atenda as necessidades do projecto. Esta última alternativa é chamada de estabilização de solos (Núñez, 1991).

Poderá então dizer-se que a estabilização do solo consiste num tratamento artificial do mesmo pela adição de um material, denominado estabilizante, com uma ou mais das seguintes finalidades: melhorar as propriedades geotécnicas através do aumento da resistência, inclusive a resistência à deformação, sob o efeito de carregamento contínuo ou repetido; reduzir a compressibilidade; reduzir a sensibilidade à acção de variações ambientais, principalmente a humidade; e ainda aumentar ou reduzir a permeabilidade, por fim tem que garantir a permanência dessas propriedades no decorrer do tempo (durabilidade) sob a acção de cargas repetidas.

Actualmente o aspecto que, a par das questões de segurança e das questões ambientais tem maior importância no desenho e concepção de uma estrada é o aspecto económico, e através da estabilização de solos podemos melhorar muito este aspecto, uma vez que conduz a estruturas de pavimentos de baixo custo, com bom desempenho e durabilidade.

A estabilização de solos pode ser dividida em métodos mecânicos, métodos químicos e métodos físicos.

Segundo Freire *et al.* (2005), a estabilização química é de entre todos os métodos de estabilização para fins construtivos o mais prático e eficiente. Dentre as muitas técnicas de estabilização química destacam-se o solo-cimento e o solo-cal.

Ao longo dos últimos anos em Portugal a estabilização de solos através da adição de cimento e cal apenas tem sido utilizada como último recurso, particularmente para melhoria da trabalhabilidade dos solos para aterro e, quando outros métodos falham. A prática corrente consiste na substituição de solos com características menos adequadas por outros “competentes” para os fins em objecto, traduzindo-se em significativos volumes de materiais escavados de área de empréstimo e outros tantos rejeitados, dispostos em vazadouro, criando desequilíbrios ambientais preocupantes.

1.2. OBJECTIVOS

Este trabalho teve por objectivo investigar formas de estabilização de solos dunares da região de Mira, com vista à sua aplicação em camadas de leito de pavimentos rodoviários. A estabilização deste tipo de solos granulares potencia a sua aplicabilidade em leitos de pavimentos de elevado desempenho mecânico ou em camadas do próprio pavimento, diminuindo a necessidade de aplicar agregados britados, com consequentes benefícios económicos e ambientais.

Procurou-se avaliar as influências do teor de cimento e do tempo de cura na resistência e rigidez dos solos dunares estabilizados com cimento, através de suas resistências à compressão simples e à tracção por compressão diametral.

1.3. ESTRUTURA DA PESQUISA

A presente pesquisa encontra-se estruturada em quatro capítulos da seguinte maneira:

Capítulo 1: apresenta uma introdução ao assunto que vai ser tratado e clarifica os objectivos propostos;

Capítulo 2: apresenta-se uma breve revisão bibliográfica, com os assuntos que abrangem esta pesquisa;

Capítulo 3: neste capítulo é realizado um enquadramento geológico da região correspondente ao traçado;

Capítulo 4: diz respeito à metodologia e materiais utilizados, onde os ensaios são apresentados e os materiais caracterizados;

Capítulo 5: reservou-se para a realização do programa experimental e para a obtenção de resultados;

Capítulo 6: neste capítulo procedeu-se ao dimensionamento de estruturas alternativas e análise comparativa de soluções;

Capítulo 7: o sétimo capítulo destina-se a conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Os solos ocorrem na natureza como uma mistura de partículas minerais sólidas (de forma e dimensões variadas), sendo os vazios existentes entre estes normalmente preenchidos por água e gás. Pode então considerar-se que, no caso geral, um solo é constituído por três fases: sólida, líquida e gasosa. Quando todos os vazios se encontram preenchidos pela fase líquida o solo diz-se saturado. Os solos completamente secos são extremamente raros na natureza. O comportamento de um solo depende em grande parte das relações quantitativas dessas três fases (Pereira, 1995).

De acordo com Classificação Unificada de Solos, as dimensões das partículas do solo são muito variáveis sendo designadas pelas fracções pedregulho, seixo, areia, silte e argila. Os solos onde predominam as fracções pedregulho, seixo e areia, são designados de solos granulares, enquanto os solos onde predominam as fracções silte e argila são designados de solos finos.

A estabilização de um solo consiste na alteração das suas características iniciais de modo a que ele possa resistir às acções climáticas e aos esforços e desgaste induzidos pelo tráfego, sob as condições mais adversas consideradas no projecto (França, 2003).

A utilização desta técnica é muito antiga, provavelmente a mais antiga e intrigante técnica de todas as que são utilizadas na Engenharia Civil, uma vez que a sua utilização data da construção dos templos da antiga Babilónia a mais de 3000 anos (Cristelo, 2001).

Contudo a estabilização de solos teve o seu marco histórico durante a Segunda Guerra Mundial, quando houve a necessidade da construção massiva de rotas militares (Silva, 2007).

Na construção de estradas, o melhoramento de solos é essencial para a resolução de problemas, quer por restrições ambientais, quer pela escassez de locais de empréstimo

de solos capazes de satisfazer as condições de projecto (Guimarães, Ferreira, & Rosa, 2006).

Para Núñez (1991) (*in* Vendruscolo, 2003), solo estabilizado e solo melhorado ou tratado, são conceitos diferentes. Ele designa o primeiro como sendo uma mistura de solo com um aditivo que contenha características de durabilidade e resistência que permite a sua utilização como base de pavimentos rodoviários. Já o segundo, devido ao baixo teor em aditivos, caracteriza os solos que não possuem propriedades para serem utilizadas como base de pavimentos.

Se pretendermos apenas alterar as propriedades do solo, a solução é a adição de pequenas quantidades de cimento ou de cal. Por outro lado, grandes quantidades destes ligantes irão alterar por completo as suas características.

Existem vários métodos de estabilização de solos, variando mesmo em alguns autores a designação das mesmas, contudo e de acordo com Vendruscolo (2003), os métodos de estabilização de solos podem ser dividido em três grupos distintos: estabilização mecânica que consiste na alteração das propriedades dos solos através da adição ou subtracção de partículas de solo; estabilização física, onde as propriedades do solo são alteradas através da acção do calor, da electricidade, etc; e estabilização química, que visa principalmente melhorar a sua resistência ao corte (causado pelo atrito produzido pelos contactos das superfícies das partículas) por meio de adição de pequenas quantidades de ligantes nos pontos de contacto dos grãos.

2.2. MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

2.2.1. ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA

A estabilização mecânica ou granulométrica, como também é conhecida, de acordo com Santanna (1998) *in* Guimarães *et al.*, (2006), consiste na mistura e compactação de solos; misturas artificiais de solos; mistura de materiais de solo e materiais pétreos, ou ainda por qualquer combinação desses materiais, em proporções adequadas de modo que no

final as características do solo tenham mais resistência às cargas, ao desgaste e à erosão, para responder às exigências de cada caso em particular. (Cristelo, 2001)

2.2.2. ESTABILIZAÇÃO FÍSICA

A estabilização física pode ser classificada em estabilização eléctrica e térmica. A estabilização eléctrica baseia-se na passagem de uma corrente eléctrica pelo solo a estabilizar. Em solos arenosos saturados o processo envolve descargas sucessivas de alta tensão e em solos argilosos são usadas descargas de baixa tensão contínuas provocando fenómenos de electromose, electroforese e consolidação electroquímica. No que respeita à estabilização térmica, esta é realizada por meio da utilização da energia térmica, isto através de congelamento ou termosose. A solução do congelamento é a mais utilizada e normalmente é temporária, alterando-se a textura do solo. A termosose é uma técnica de drenagem onde se promove a difusão de um fluido em um meio poroso pela acção de gradientes de temperatura.

2.2.3. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

A estabilização química não é mais do que alterar as características de um determinado solo de modo a que este melhore as propriedades físicas e mecânicas, através da adição de um determinado aditivo (França, 2003).

Essa adição confere certas propriedades pré-determinadas, podendo a estabilização ser processada via quatro mecanismos diversos: substituição das moléculas de água e catiões absorvidos por catiões hidrorrepelentes; estabelecimento de ligações reforçadas entre agregados de partículas pela adição de ligantes; floculação e dispersão (Silva, 2007).

Em obras de pavimentação rodoviária normalmente os aditivos usados são cimento, cal, materiais betuminosos, resinas e carbonatos, no entanto os dois tipos de estabilização química mais conhecidos e utilizados são solo-cimento e solo-cal.

De acordo com Correia (1996), *in* Cristelo, (2001), existem dois objectivos para a utilização destes aditivos em obras de terraplanagem: beneficiar os solos muito húmidos quer em solos “*in situ*” quer em solos a serem reutilizados; o outro objectivo consiste em conseguir obter camadas de solo rígidas e estáveis às variações hídricas, de tal modo que suportem o tráfego da obra e a construção das camadas superiores.

2.3. APLICAÇÕES DE LIGANTES HIDRÁULICOS COMO AGENTES AGLUNITADORES

Segundo Miranda (1990), existem as seguintes aplicações de ligantes hidráulicos na pavimentação:

- solo-cimento
- solo-cal
- base tratada com cimento “siderúrgico”
- base tratada com cinzas volantes
- base tratada com cimento
- betão magro
- betão cilindrado
- betão vibrado
- betão poroso

2.4. ESTABILIZAÇÃO SOLO-CIMENTO

Pitta (1984) *in* Specht, (2000), caracteriza solo-cimento como material estabilizado com teores de cimento entre 5 e 10% em massa (110-200 kg/m³), e com padrões rígidos de qualidade (durabilidade e resistência à compressão simples). Por seu lado o solo

melhorado com cimento tem obviamente propriedades físicas e mecânicas inferiores às do solo-cimento tradicional, a começar pelos teores de cimento entre 2 a 5% em massa (50-100Kg/m³).

De modo geral todos os solos são bons para a estabilização com cimento, com a excepção dos solos muito orgânicos, uma vez que a matéria orgânica tem a capacidade de retardar ou impedir a hidratação do cimento e dos solos muito grosseiros onde o efeito do ligante é mínimo. Como a matéria orgânica absorve os iões cálcio, a adição de cal hidratada pode permitir que o solo seja tratado com cimento. Outra questão é que a presença de sais, principalmente de sulfato, e pH ácido também inibe o desenvolvimento de resistência de um solo tratado com cimento.

Como já fora citado anteriormente, de um modo geral todos os tipos de solos são bons para a estabilização com cimento, no entanto consideram-se os solos granulares mais adequados que os solos argilosos, uma vez que atingem resistências mais elevadas, com menores teores de cimento. Já os solos finos requerem maiores quantidades de aditivo além do facto de serem de difícil mistura e pulverização (ABCP, 1994 *in* Silva, 2007).

Contudo é conveniente estabelecer a distinção do desempenho de funções em solos finos e em solos ou materiais granulares (agregados). Nos primeiros, a hidratação do cimento provoca a formação de um esqueleto, onde as partículas de solo ficam envolvidas pela pasta de modo a formar-se uma matriz que fixa as partículas não aderidas (Lilley, 1971; Kézdi, 1979 *in* Balbo, 2002), como ilustrado na Figura 1.

Nos solos a formação deste esqueleto é essencial para que haja em aumento de resistência, uma vez as suas partículas possuem pouca resistência ao cisalhamento se as compararmos a um agregado, havendo ainda o facto de que na hidratação do cimento, existe libertação de óxido de cálcio (cal) que contribui para uma menor susceptibilidade à água de solos argilosos (Balbo, 2002)

Por sua vez os agregados, onde o tamanho médio das partículas é muito maior do que o das partículas de cimento, a acção deste último limita-se a originar ligações pontuais entre as partículas (Figura 1), até porque, em processos de estabilização, a quantidade de

cimento é baixa impossibilitando a formação de argamassa suficiente para envolver as partículas, como ocorre nos betões. Ou seja, verificamos que ao adicionarmos cimento aos agregados, na estabilização, estes apresentam grandes quantidades de vazios não preenchidos (Balbo, 2002).

Assim sendo podemos concluir que se obtivermos uma composição granulométrica bem graduada, capaz de evitar a formação de vazios e aumentar os pontos de contacto entre as partículas e a pasta de cimento, após a sua compactação e cura, obteremos uma melhoria substancial de resistência. (Lilley & Williams, 1973 *in* Balbo, 2002)

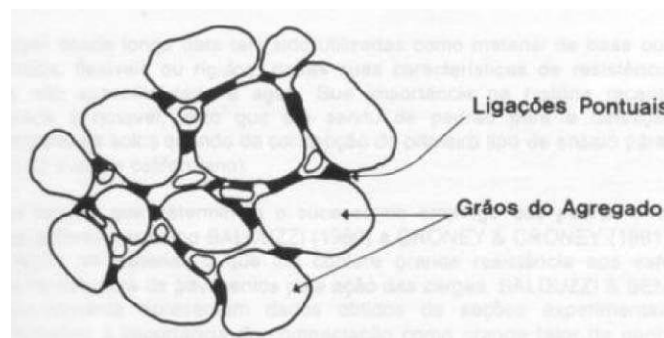


Figura 1- Acção do cimento na estabilização de agregados e de solos (Balbo, 2002).

Segundo Cristelo (2001), os cimentos do tipo Portland foram sempre dos mais utilizados na estabilização química, e apesar de quase todo o tipo de cimento poder ser utilizado na estabilização do solo, este deve satisfazer as especificações que o caracterizam, um cimento de qualidade inferior ou danificado não deve ser utilizado.

De acordo com LIMA *et al.* (1993) umas das principais vantagens da utilização do solo-cimento é que a mistura possui maior resistência e economicamente é mais viável quando aplicado como base de pavimentos.

2.4.1. UTILIZAÇÃO DO SOLO-CIMENTO EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Existem citações que indicam que a utilização da mistura de solos com cimentos Portland, considerado como um material construção, económico, durável e de propriedades tecnológicas bem definidas vem de Sarasota, Flórida (EUA), em 1915, quando Bert Reno, engenheiro bastante criativo experimentou aplicar conchas marinhas, areia de praia e cimento Portland, na pavimentação de uma rua da cidade, Oak Street (Macêdo, 2004).

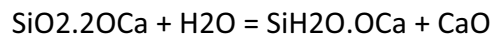
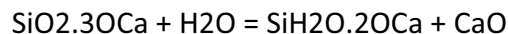
Desde cedo houve vários institutos e Departamentos de Estradas (Estados de Iowa, South Dakota, Ohio, Califórnia e Texas), que se interessam em realizar algumas experiências no âmbito desta técnica, no entanto a falta de controlo sobre a qualidade da execução dificultaram a sua aplicação. Robert R. Proctor com a revolucionária descoberta da relação entre a humidade e a massa específica aparente na compactação de solos, em 1931, permitiu a realização de estudos científicos que definiram paulatinamente a actual técnica de estabilização de solos com cimento. (Pitta, 1997 *in* Macêdo, 2004)

Contudo só em 1935 surge a primeira construção controlada de solo-cimento perto de Johnsonville, South Carolina, como um projecto cooperativo da Portland Cement Association, Public Roads Administration e o South Carolina State Highway Department. Esta estrada ainda mostra boas condições de tráfego, marcando a História, uma vez que a partir desta data muitos milhões de metros quadrados de estradas e aeroportos têm sido construídas envolvendo camadas do solo-cimento e estão em serviço (Lambe, 1962; Machado, 1978 *in* Specht, 2000).

2.4.2. MECANISMOS DE REACÇÃO DA MISTURA SOLO-CIMENTO

O processo de estabilização de solo com cimento ocorre a partir do desenvolvimento das reacções químicas que são geradas na hidratação do cimento (mistura do cimento com água). A partir daí, desenvolvem-se vínculos químicos entre a superfície dos grãos do cimento e as partículas de solo que estão em contacto com o mesmo.

Uma vez que o cimento Portland normal é constituído por cerca de 45% de silicato tricálcico ($\text{Si}_2\text{O}_3\text{Ca}$) e 27% de silicato bicálcico ($\text{SiO}_2\text{O}_2\text{Ca}$), e hidrata com o solo formando um gel silicato hidratado de bi e monocálcio ($\text{SiH}_2\text{O}_2\text{O}_2\text{Ca}$ e $\text{SiH}_2\text{O}_2\text{O}_1\text{Ca}$), a reacção pode ser representada da seguinte forma:



Durante a reacção de hidratação é libertada uma determinada quantidade de cal. O gel de silicato de cálcio insolúvel cristaliza muito lentamente formando uma matriz envolvente.

Para qualquer tipo de solo, o processo de hidratação, terá uma melhoria substancial das suas propriedades, se a mistura for compactada no teor de humidade óptimo. No entanto, verificamos que a proporção de partículas argilosas aglutinadas comparadas com as partículas granulares que estarão interligadas é muito pequena. (Cristelo, 2001)

Nos solos granulares desenvolvem-se vínculos de coesão nos pontos de contacto entre grãos (semelhante ao betão, porém o ligante não preenche todos os espaços).

Por sua vez nos solos argilosos a acção da cal gerada sobre a sílica e a alumina do solo resulta no preenchimento pontual de vazios entre as partículas do solo.

TIPO DE AÇÃO DO CIMENTO	EFEITO PRINCIPAL DO CIMENTO	MECANISMO BÁSICO DE ESTABILIZ	APLICAÇÕES MAIS ADEQUADAS	TEOR EM CIMENTO (peso)	AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO CIMENTO	VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO				TÉCNICA CONSTRUTIVA	LIMITAÇÕES
						BRIDADE	LIMITE LIQUIDEZ	LIMITE PLAST	ÍNDICE PLAST		
AGLUTINANTE	AUMENTO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA POR AÇÃO AGLUTINANTE	HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E MODIFICAÇÃO DOS MINERAIS ARGILOSOS	SOLOS ARENOSOS OU POUCO ARGILOSOS	SOLOS A-2 5 a 9% SOLOS A-7 9 a 15%	ENSAIOS DE DURABILIDADE E DE COMPRESSÃO	MINUI	LEGERA REDUÇÃO	MINUI	MINUI	PULVERIZAÇÃO, MISTURA, COMPACTAÇÃO E CURA	SOLOS ORGÂNICOS
MODIFICADORA	DIMINUIÇÃO DA PLASTICIDADE ACOMPANHADA OU NÃO DE AUMENTO DA RESISTÊNCIA	MODIFICAÇÃO DA ARGILA E ALTERAÇÃO DA PELÍCULA DE ÁGUA	ARGILAS	0.5 a 4%	LIMITES DE CONSISTÊNCIA E ANÁLISE GRANULOMÉTR	.	VARIA	AUMENTA	MINUI	PULVERIZAÇÃO, MISTURA E COMPACTAÇÃO	PEQUENO AUMENTO DE RESISTÊNCIA

Tabela 1: Principais características da aplicação do cimento na estabilização de solos (Cristelo, 2001)

2.4.3. FACTORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIZAÇÃO SOLO-CIMENTO

Por envolver aspectos físico-químicos tanto do cimento quanto do solo, este tipo de estabilização é influenciada por inúmeros factores:

a) Tipo de solo

Todo solo pode ser estabilizado com cimento, porém os solos arenosos (granulares) são mais eficientes que os argilosos por exigirem mais baixos teores de cimento;

b) Presença no solo de materiais nocivos ao cimento

A presença de matéria orgânica no solo afecta a hidratação do cimento devido à absorção dos iões de cálcio gerado, resultando uma queda do pH da mistura.

Os sulfatos geralmente encontrados nas águas do solo combinam com o aluminato tricálcico do cimento hidratado formando o sulfo-aluminato de cálcio (sal de Candlot) que

ocupa grande volume, provocando quebra de ligações cimentícias e condicionando assim a estabilização.

c) Teor de cimento

Para um mesmo tipo de solo o teor de cimento depende do tipo de solo, quanto maior a percentagem de silte e argila, maior será o teor de cimento exigido. A resistência da mistura solo-cimento aumenta linearmente com o teor de cimento para alcançar o valor ideal do teor de cimento para um tipo de solo, deve-se recorrer aos procedimentos de dosagem;

d) Teor de humidade da mistura

Assim como nos solos naturais, as misturas solo-cimento exigirão um teor de humidade que conduza a uma massa específica seca máxima, para uma dada energia de compactação. A adição de cimento ao solo tende a produzir um acréscimo no teor de humidade e um decréscimo na massa específica seca máxima, devido a acção floculante do cimento. O teor de humidade óptimo que conduz à máxima massa específica seca não é necessariamente o mesmo para a máxima resistência. Este último está localizado no ramo seco para os solos arenosos e no ramo húmido para os solos argilosos;

e) Operações de mistura e compactação

A demora de mais de duas horas entre a mistura e a compactação pode trazer significantes decréscimos tanto na massa específica seca máxima quanto na resistência do produto final. O decréscimo na massa específica seca máxima é causado pelo aumento do PH da água quando esta entra em contacto com o cimento, causando floclulação das partículas de argila. Se o tempo mistura - compactação for grande, são produzidas grandes quantidades de partículas floculadas, que irão absorver a compactação. Recomenda-se que a compactação se inicie logo após a mistura e fique completa dentro de duas horas;

f) Tempo e condições de cura

A mistura solo-cimento ganha resistência por processo de cimentação das partículas durante vários meses ou anos, sendo o incremento maior até aos 28 dias iniciais, como acontece no betão. Neste período deve ser garantido um teor de humidade adequado à mistura compactada.

A temperatura de cura deve ser elevada para propiciar elevadas resistências. Durante as reacções pozolânicas, a temperatura tende a elevar-se, logo nos países de clima quente pode-se utilizar um teor de cimento menor para atingir a mesma resistência à compressão que seria alcançada em um país de clima frio.

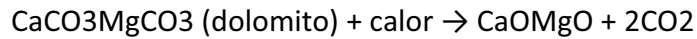
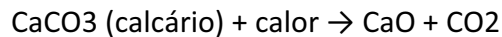
2.5. ESTABILIZAÇÃO SOLO-CAL

A cal designa genericamente o aglomerante, resultante da calcinação, a temperaturas elevadas (próximas de 1000°C) de rochas carbonatadas (calcários ou dolomitos).

Tradicionalmente conclui-se que os solos mais adequados para a estabilização solo-cal são solos argilosos, por sua vez os solos arenosos têm um melhor comportamento na estabilização solo-cimento. Contudo as propriedades da cal permitem-lhe obter bons resultados noutros tipos de solos. (Moreno & Montoya, 2005)

A adição de cal na estabilização de solos é uma das mais antigas técnicas utilizadas pelo Homem. Existem evidências da sua utilização desde os primórdios das civilizações, havendo alguns exemplos, como é o caso de alguns trechos da Muralha da China datados de 2280 a.C. ou ainda na via Ápia (sul de Itália) construída em 312 a.C. (Guimarães, Ferreira, & Rosa, 2006). Contudo a utilização desta técnica numa escala mais significativa só surgiu no Missouri (EUA) em 1924 e na antiga União Soviética, em 1926 Clare e Cruchley, 1954 (*in* LIMA e al., 1993). Mais tarde, após a Segunda Guerra Mundial, a utilização do solo-cal teve um grande avanço tecnológico devido essencialmente ao Texas Highway Department, que, a partir de 1945, desenvolveu inúmeros trabalhos de laboratório e de campo na área. (Lima *et al*, 1993)

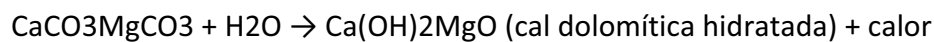
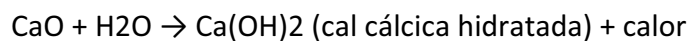
O esquema de produção da cal pode ser assim resumido:



$\text{CaO} \rightarrow$ óxido de cálcio não hidratado \rightarrow cal cálcica ou calcítica

$\text{CaOMgO} \rightarrow$ cal dolomítica

O processo de hidratação da cal acontece da seguinte maneira:



2.5.1. REACÇÕES SOLO-CAL

Segundo, Correia (1990), a cal hidratada, a mais adequada ao tratamento, quando incorporada com um solo tem dois efeitos:

- Reacção rápida com efeitos imediatos da cal (solo melhorado com a cal, traduzido por uma diminuição do IP e da retracção, aumento do teor em água óptimo, diminuição do peso volúmico máximo, melhoramento da trabalhabilidade e da traficabilidade, e aumento da capacidade de carga);

- Reacção lenta que resulta num endurecimento gradual do solo-cal compactado e produzindo efeitos de longo prazo (estabilização). Esta reacção aumenta progressivamente a capacidade de suporte, como resultado das reacções pozolânicas que dão origem aos produtos cimentares.

Quando a um solo fino, em presença de água, é adicionada cal, vários tipos de reacções químicas ocorrem, contudo podemos destacar as quatro mais importantes: troca catiónica, floculação, reacções pozolânicas e carbonatação. A troca catiónica e a

floculação são reacções do tipo coloidal, ou seja, em presença de água surtem efeito imediatamente após a adição da cal, constituindo a chamada fase rápida. A este tipo de reacção normalmente chama-se melhoramento ou modificação, uma vez que só as propriedades físico-químicas do material são modificadas (plasticidade, textura, trabalhabilidade, estabilidade volumétrica) sem aumento considerável da resistência (Behak, 2007).

De acordo com Prischila (2005), a flocculação altera a textura dos materiais argilosos, modificando-os de materiais plásticos finamente graduados, para solos de granulometria mais grosseira, devido à modificação da sua estrutura que passa de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas (Figura 2).

Prusinsk e Bhattacharja, 1999 *in* Prischila, (2005) afirmam que a flocculação se deve ao aumento da concentração electrolítica de água intersticial, pelo pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa devido às trocas catiónicas.



Partículas de argila não estabilizadas



Argila após flocculação

Figura 2 – Fenómeno de flocculação (Prischila, 2005)

As reacções pozolânicas e a carbonatação por sua vez são reacções de longa duração, reagindo de forma lenta, durante um largo período de tempo. Estas reacções ocorrem na chamada fase lenta da estabilização alcalina. As reacções pozolânicas originam a

formação de produtos cimentantes, aumentando a resistência e a durabilidade da mistura solo-cal. A carbonatação por seu lado é uma reacção prejudicial ao processo de estabilização uma vez que origina cimentos fracos, algo que não é desejado. (Behak, 2007)

Como consequência da adição de cal aos solos, estes terão um aumento significativo do pH, aumentando também a solubilidade e a reactividade da sílica e a alumina presentes na argila, dando origem a compostos cimentícios adicionais, que são os silicatos de cálcio e os aluminatos, de modo a cimentar as partículas de solo de similar forma à produzida na hidratação do cimento Portland. (Figura 3) (Bento, 2006)

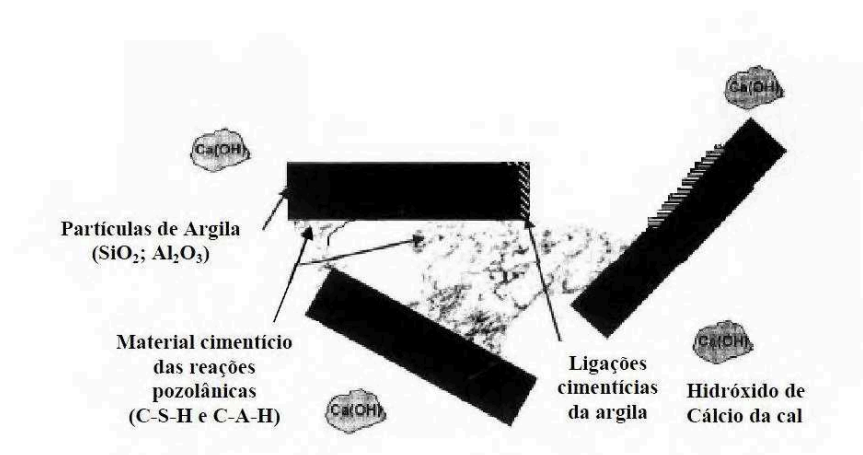


Figura 3 – Reacção Pozolânica (modificado de Prusinsk e Bhattacharja (1999) in (Prischila, 2005))

A Figura 4 representa as principais reacções físico-químicas que ocorrem num solo estabilizado com cal.

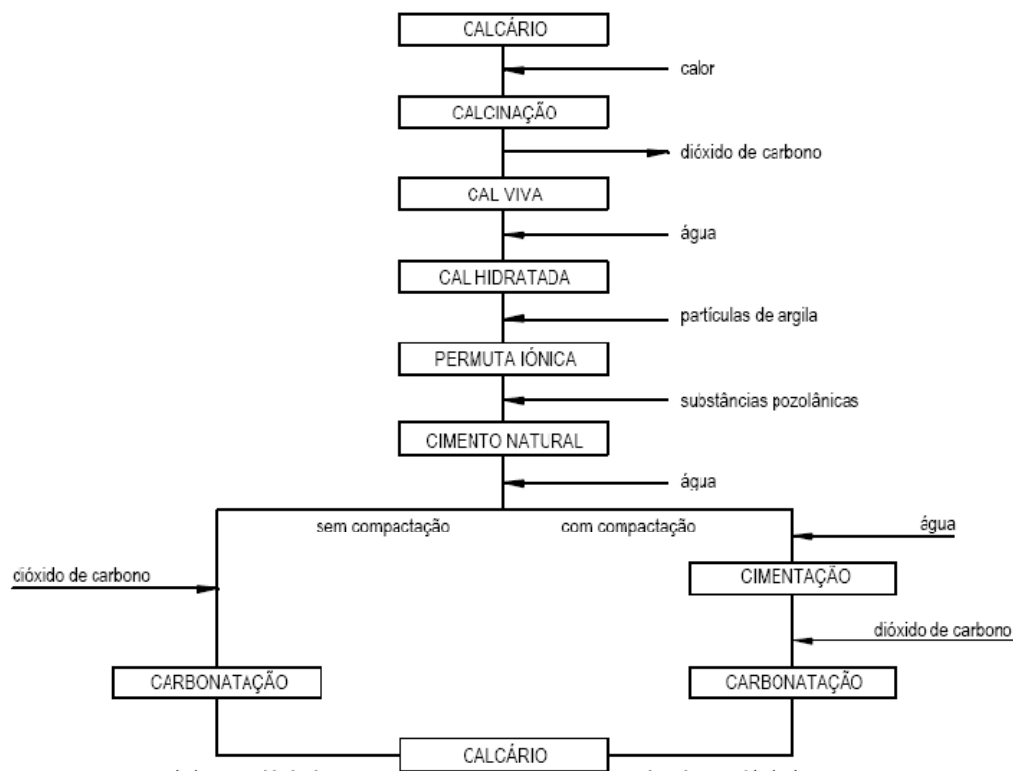


Figura 4 - Esquema das principais reacções físico-químicas que ocorrem num solo tratado com cal

(adaptado de Arman, 1988, in Neves, 1993)

2.5.1.1. ALTERAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO COM A ADIÇÃO DE CAL

Como referiu Thomé (1994), as características de um solo são alteradas quando adicionamos cal a esse solo. Em geral, os solos finos apresentam melhoria na plasticidade, trabalhabilidade e na variação de volume quando são tratados com cal, porem nem todos os solos apresentam melhora de resistência e durabilidade. O tipo de solo, tipo de cal, a percentagem usada e o tempo de cura, são variáveis importantes que influenciam o comportamento dos solos tratados com cal.

De acordo com Pessoa (2004) in Guimarães et al., (2006), as propriedades físicas alteradas com a adição de cal são as seguintes:

Granulométrica: a primeira variação que a cal provoca é a floculação e aglomeração dos materiais originais, deslocando a curva granulométrica para o lado grosseiro. Quanto mais fino e argiloso o solo maior a influência da cal na granulometria do solo;

Permeabilidade: a permeabilidade conduz a alguns problemas nas obras de engenharia civil, sobretudo no que diz respeito à percolação de água no solo e dissipação do poro pressão. Segundo Inglês e Metcalf (1972) valores elevados de permeabilidade podem ser reduzidos utilizando a compactação ou injeção de caldas, ou em solos argilosos com a adição de defloculantes. Já a utilização da cal aumenta a permeabilidade devido à floculação causada pela mesma quando adicionada ao solo;

Plasticidade: ocorre um aumento do limite de plasticidade e um decréscimo no valor do limite de liquidez. Entretanto, essa diminuição no LL (limite de liquidez) não ocorre para todos os tipos de solos, para os solos menos plásticos este valor aumenta. Ainda segundo estes autores, Inglês e Metcalf (1972), nota-se uma redução sensível no IP nas primeiras horas após a adição de cal, ocorrendo entre dois ou três dias quase toda a variação de plasticidade do solo;

Compactação: ao compactarmos com o mesmo esforço, uma amostra de solo-cal e uma de solo puro, obtemos valores de massa específica inferiores e maior teor de humidade óptimo na amostra de solo-cal. Sendo este um dos principais itens de avaliação da estabilização solo-cal para a pavimentação, por ser a principal característica requerida na estabilização de camadas sob pavimento;

Variação volumétrica: a expansão e a contração de um solo são normalmente reduzidas quando o mesmo é tratado com cal. A diminuição da expansão é atribuída à redução da afinidade por água das argilas saturadas pelo ião cálcio e pela formação de uma matriz cimentante;

Capacidade de suporte: a adição de cal proporciona um acréscimo na capacidade de suporte da mistura. A capacidade de suporte cresce com a adição de cal, havendo uma tendência deste crescimento ser menor após certo teor de aditivo, entretanto tal facto depende das condições de cura.

2.5.1.2. FACTORES QUE INFLUENCIAM NO PROCESSO DE ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS COM CAL

Os principais factores que influenciam no processo de estabilização dos solos com cal são os seguintes:

- a) Tipo de cal: geralmente só se utilizam dois tipos de cal, cal viva ou cal hidratada, sem que as hidratadas podem ser calcíticas ou dolomíticas. Contudo as calcíticas produzem menores resistências que cales dolomíticas.
- b) Tipo de solo: no mecanismo de estabilização dum solo pela cal, as acções de permuta catiónica desempenham um papel importante, pelo que a capacidade de permuta catiónica do solo está directamente relacionada com a sua aptidão à estabilização com cal. Isto porque a troca entre os iões absorvidos pelas partículas argilosas e os iões cálcio fornecidos pela cal constitui um dos factores mais importantes na floculação da mistura;
- c) Temperatura, tempo e teor de humidade: os factores tempo, temperatura e teor de humidade variam durante o período de cura de forma significativa. No início da cura ocorre, em geral, um acréscimo devido às forças das reacções químicas e físico-químicas. Em geral, a resistência do solo estabilizado aumenta rapidamente no período inicial, no entanto à medida que a cura progride, a velocidade de aumento torna-se cada vez menor. Muitas vezes são necessários quatro a seis meses de cura, em campo, para que a mistura adquira a maior parte da sua resistência mecânica. A temperatura é considerada um catalisador das reacções pozolânicas, chegando a obter-se em poucas semanas a resistência só obtida após meses de serviço, uma vez que a temperatura é directamente proporcional ao acréscimo de resistência (Lima *et al.*, 1993).

2.5.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

A estabilização de solo-cal exige a execução de determinados métodos construtivos de modo a que se obtenham os resultados esperados. A construção de camadas de solo-cal envolve as seguintes fases: estudo laboratorial; armazenamento do ligante; trecho

experimental; preparação da superfície; humidificação; espalhamento (Figura 5); mistura e homogeneização (Figura 6); compactação (Figura 7); acabamento de superfície; e por fim rega de cura (Figura 8).



Figura 5 – Espalhamento de cal para estabilização de solos



Figura 6 – Mistura e homogeneização da cal na estabilização de solos



Figura 7 – Compactação do solo



Figura 8 – Rega de cura

2.6. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM OUTROS ADITIVOS

A utilização de vários produtos químicos na construção de pavimentos rodoviários é algo bastante experimentado. Contudo verificamos que a utilização destes nem sempre teve como objectivo melhorar a resistência, mas também evitar a produção de pó, aumentar ou diminuir a permeabilidade, reduzir a susceptibilidade à água ou ao gelo, etc. (Cristelo, 2001)

De acordo com Brazetti (1998) *in* Silva, (2007), a maioria dos problemas relacionados com o uso de solo, tem por base a interacção entre as suas partículas e a água. Segundo o autor, em tudo o que se relaciona com Engenharia, o aumento do teor em água é responsável por uma série de factos considerados desfavoráveis, como a redução da coesão, a expansão do solo, assim como o facto de os efeitos alternados da expansão e contracção acabarem por destruir a estrutura do solo e consequentemente diminuir a resistência do mesmo.

Dos muitos aditivos que existem no mercado, podemos considerar como os mais utilizados o betume, a mistura de cal e cinzas volantes, cloretos e por fim impermeabilizantes.

2.6.1. ESTABILIZAÇÃO COM MISTURA DE CAL E CINZAS VOLANTES (FLY ASH)

Este tipo de estabilização de solos consiste na mistura de solo, cal, cinzas volantes (fly ash) e água, podendo ter várias funções para a construção de pavimentos, camadas estabilizantes de reforço, sub-bases, base e melhoria dos subleitos. O processo construtivo desta mistura é em tudo semelhante à mistura solo-cal, intervindo apenas um terceiro material, o fly ash.

2.6.2. ESTABILIZAÇÃO COM CLORETOS

A utilização de cloretos na estabilização de solos remonta ao início do século, principalmente para evitar a poeira nas estradas de macadame. Basicamente tem como função a retenção de humidade, contrariando assim a formação de pó até à sua dissolução provocada pela chuva. Os dois tipos de cloretos mais usuais na pavimentação são o cloreto de sódio (NaCl) e o cloreto de cálcio (CaCl₂). (Cristelo, 2001)

2.6.3. ESTABILIZAÇÃO COM ACÇÃO IMPERMEABILIZANTE

Basicamente este tipo de estabilização consiste na pulverização de solos (argila, silte e areia) misturados com água e material betuminosos, com objectivo de melhorar as propriedades dos solos com vista à sua utilização em camadas de base ou sub-base, impermeabilizando-o e aumentando a sua capacidade de suporte.

Este tipo de estabilização não é aconselhado em climas frios e húmidos, devido ao facto do teor de água dos solos coesivos ser muito alto durante uma grande parte do ano, maior do que o teor óptimo, implicando que a adição de mais um fluído (betume) diminuirá a resistência do solo. Pelo contrário em climas quentes este estabilizante obtém bons resultados, uma vez que o teor de água é geralmente baixo.

2.6.4. ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM BETUME

A estabilização de solos com betume resume-se à mistura de materiais betuminosos (emulsão, asfaltos líquidos, alcatrão) e solos argilo-siltosos ou argilo-arenosos para desempenharem funções de estabilizantes em camadas de base ou sub-base, impermeabilizando e aumentando a sua resistência.

A aplicação deste estabilizante pode ser utilizada em solos incoerentes, aos quais o betume fornece coesão, mas também em solos coerentes, nos quais o betume tem funções de impermeabilização à água, evitando a redução de resistência devido ao aumento do teor em água. Ambos os efeitos descritos derivam da formação duma película em redor das partículas de solo, aglutinando-as e evitando a absorção de água. E ainda pelo simples encerramento dos poros da massa terrosa, impedindo a entrada de água. (Cristelo, 2001)

3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO DO LOCAL EM ESTUDO

O traçado em estudo desenvolve-se nos terrenos da Bacia Sedimentar da Beira Litoral, mais especificamente no concelho de Mira. Na Figura 9 encontra-se uma fotografia aérea correspondente ao troço em estudo. O traçado atravessa formações geológicas que se situam entre o Cretácico e o Quaternário recente, podendo distinguir-se as seguintes unidades geológicas, de modo a caracterizar a estratigrafia:

Quaternário:

→ Holocénico

A - Depósitos aluvionares

Ae - Areias eólicas

→ Plistocénico

Q - Depósitos de praias antigas e de terraços fluviais (areias, areias com seixo, areias siltsosas, areias argilosas e argilas)

Cretácico

C⁵ - Série predominantemente argilosa (“Argilas de Vagos”)

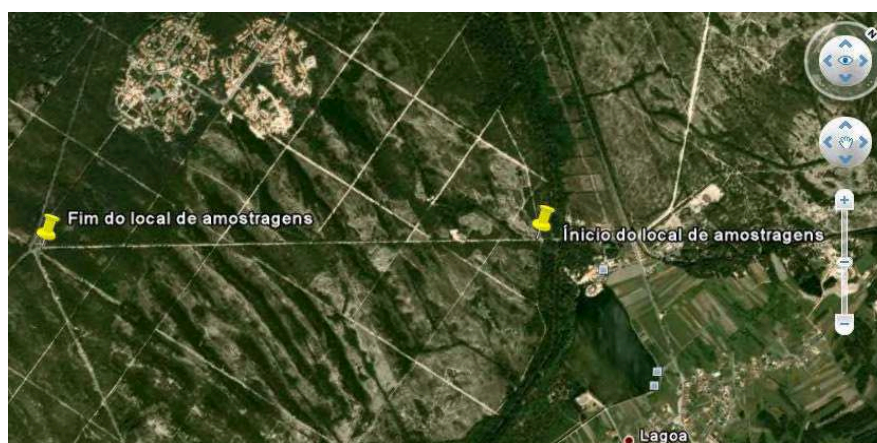


Figura 9 – Fotografia aérea do traçado, Município de Mira

Com vista à realização do enquadramento geológico do traçado em estudo recorreu-se à leitura da Carta Geológica de Portugal na escala 1:50 000, folha 16-C (Vagos), e da respectiva notícia explicativa. Em seguida apresenta-se uma pequena parte da carta alusiva ao troço em questão, que está devidamente identificado, (Figura 10).

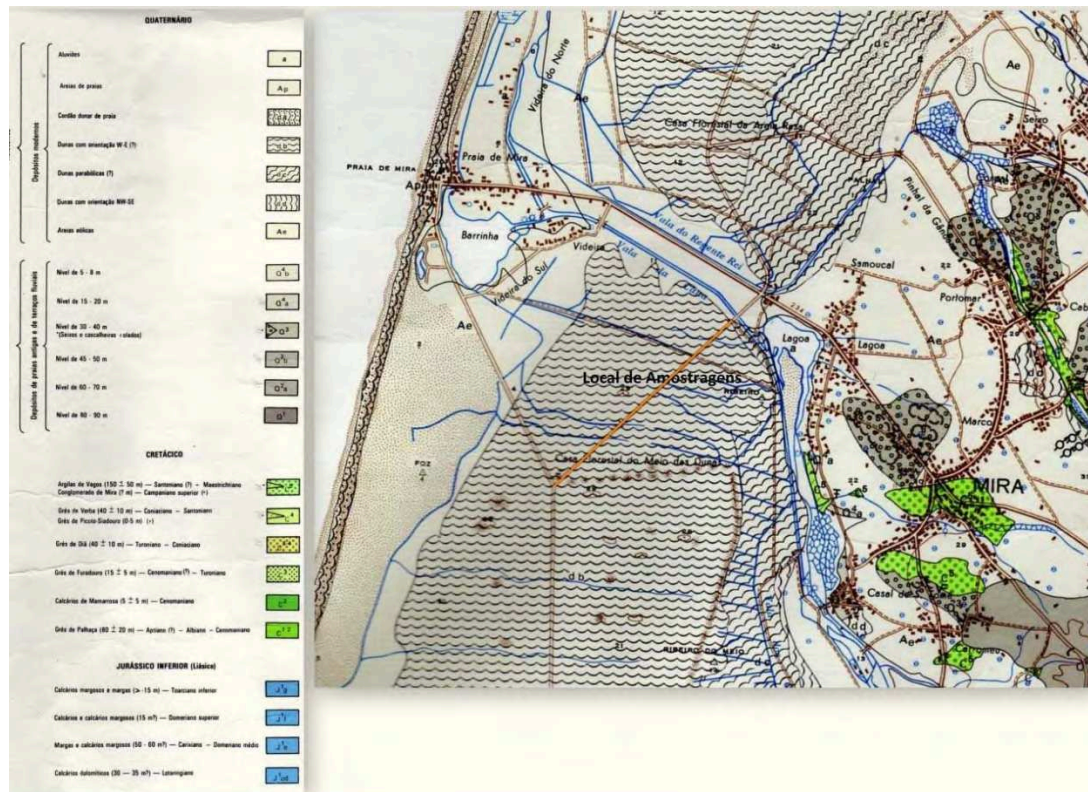


Figura 10 – Mapa geológico relativo ao local de amostragens. (Fonte: excerto da folha nº 16-C (Vagos) da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000)

A morfologia da região onde se insere o traçado caracteriza-se pela presença de extensas superfícies aplanadas, correspondente ao planalto regularizado pelos depósitos superficiais quaternários, essencialmente arenosos. Nesta peneplanície regular, não existem desníveis altimétricos significativos, portanto pode-se verificar que o traçado se desenvolve numa zona de relevo suave, correspondente essencialmente aos afloramentos de areias eólicas e depósitos de praias antigas e de terraços fluviais, com variações de altitude de 6 a 7 metros no máximo (Figura 11).

As areias eólicas (Ae), tratam-se geralmente de areias finas a médias, siltosas, esbranquiçadas, de espessura centimétrica, com passagem gradual em profundidade a areias anegradas (solos ferro-húmicos, conhecidos na região por “sorraipas”, e descritos normalmente nos gráficos das sondagens, trados e poços por areias com contaminação orgânica), assentando quer sobre os terrenos do substrato argiloso cretácico quer sobre os depósitos plistocénicos, com os quais se podem confundir, devido à convergência de fácies.

Quanto à geometria do traçado, podemos dizer que se trata de uma linha recta com extensão de 2,5km.

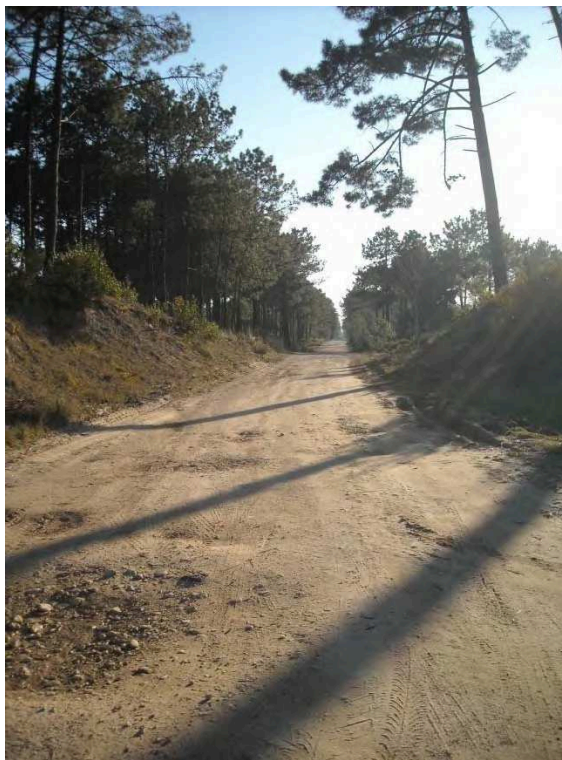


Figura 11 – Imagem exemplificativa do traçado

No reconhecimento de superfície efectuado não foram detectados indícios morfológicos de instabilidade de taludes naturais nem de outros processos morfológicos activos relevantes para o traçado do sublanço.

A cobertura arenosa, de permeabilidade elevada e de espessura variável, assenta sobre as formações cretácicas, essencialmente argilosas e de muito baixa permeabilidade.

As condições hidrogeológicas caracterizam-se, assim, pela presença de um aquífero livre, superficial, inferiormente suportado pelo muro impermeável constituído pelos terrenos do substrato cretácico.

A maior parte dos numerosos poços da região captam água neste aquífero superficial instalado nos depósitos de terraços fluviais, reforçados superiormente pela cobertura eólica.

Os níveis freáticos correspondentes a este aquífero livre superficial, podem sofrer importantes variações sazonais, atingindo praticamente a superfície do terreno em algumas zonas de topografia mais baixa, em que é menor a espessura dos depósitos de cobertura, nomeadamente quando as areias eólicas, cuja espessura é normalmente inferior a cerca de 2 m, assentam directamente sobre o substrato cretácico.

Do ponto de vista da sismicidade, a região em causa situa-se na zona sísmica C do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, sendo a influência da sismicidade traduzida por um coeficiente sísmico com o valor de 0,5.

A natureza e as características dos terrenos ocorrentes permitem enquadrá-los no seguinte tipo definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes:

Tipo 3 – solos coerentes moles e muito moles e solos incoerentes soltos: depósitos de terraços fluviais, areias eólicas e aluviões.

4. METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS

Este capítulo destina-se a descrever e caracterizar os materiais utilizados e os ensaios realizados no programa experimental.

Todos os ensaios realizados tiveram como referência as normas e os limites definidos pelo CEEP e MACOPAV, para que a caracterização física e mecânica do solo fosse a mais correcta.

4.1. METODOLOGIA DOS ENSAIOS

4.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica do solo foi realizada de acordo com a Especificação LNEC-E233, utilizando peneiros ASTM.



Figura 12 – Série de Peneiros ASTM

4.1.2. EQUIVALENTE DE AREIA

O ensaio de equivalente de areia foi realizado segundo a norma NP EN 933-8/2002.

4.1.3. AZUL-DE-METILENO

O ensaio de azul-de-metileno realizou-se seguindo a norma NP EN 933-9/2002.

4.1.4. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS

A densidade das partículas foi obtida seguindo a norma NP E 15/1953.

4.1.5. PROCTOR

Para determinar os pesos específicos secos máximos e as respectivas humidades óptimas do solo natural e das várias misturas solo-cimento, foi efectuado o ensaio compactação Proctor que se realizou segundo a especificação LNEC E197/1967. No ensaio utilizou-se molde pequeno, com compactação pesada, uma vez que a quantidade de partículas retidas no peneiro nº 4 não excede 20%. A compactação foi realizada num compactador automático (Figura 13), dividida em cinco camadas, cada uma levando 25 pancadas.



Figura 13 – Compactador automático para os ensaios Proctor e CBR

4.1.6. CBR

A especificação utilizada na realização do ensaio de CBR foi LNEC E-198/1967. Os moldes utilizados tinham de altura 17,8cm e 15,2 cm de diâmetro. A compactação foi efectuada na mesma máquina que o ensaio de Proctor. A compactação neste caso foi dividida em 5

camadas, sendo que o número de pancadas variava em cada um dos três provetes, 55, 25 e 12 pancadas respectivamente.



Figura 14 – Molde utilizado nos ensaios CBR, Compressão Simples e Compressão diametral



Figura 15 – Provetes imersos em água



Figura 16 – Ensaio CBR (Penetração)

4.1.7. ENSAIO COMPRESSÃO SIMPLES

A resistência à compressão simples, R_{cs} , das misturas solo-cimento foi determinada conforme a norma NLT305_90 (norma espanhola). Na moldagem dos corpos utilizaram-se os moldes do CBR com dimensões referidas anteriormente. A compactação foi realizada de acordo com a norma NLT310_90, com o auxílio de um martelo pneumático (Figura 17), onde o material foi colocado todo de uma só vez, até atingir a altura desejada.



Figura 17 – Martelo vibrador usado na compactação dos provetes

A desmoldagem dos moldes foi executada passada sensivelmente uma hora da moldagem, e os provetes foram armazenados numa câmara húmida a temperatura constante. O tempo de cura dos provetes variou entre os 7 e os 28 dias.



Figura 18 – Câmara Húmida

O ensaio foi realizado na máquina de compressão do CBR, devido à sua elevada sensibilidade e à facilidade de proporcionar a velocidade constante de 1mm/min. Os anéis dinamométricos utilizados tinham 3, 10 e 50 kN.



Figura 19 – Ensaio Compressão Simples

4.1.8. ENSAIO COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio de compressão diametral, R_{tcd} , foi realizado seguindo a norma NLT 304_89. A compactação foi a mesma da compressão simples assim como o resto do procedimento, variando apenas na maneira como o provete é colocado na prensa (Figura 20).



Figura 20 – Ensaio de Compressão Diametral

Para o cálculo da resistência à tracção foi utilizada a seguinte fórmula (Fonte DNER-ME 138/94).

$$R_{tcd} = \frac{2 \times F}{100 \times 4 \times D \times h} \quad (4.1)$$

Onde:

R_{tcd} – resistência à compressão diametral (MPa)

F – força aplicada (N)

D – diâmetro do provete (cm)

h – altura do provete (cm)

4.2. MATERIAIS

4.2.1. SOLO

O solo utilizado é proveniente de um caminho municipal junto à Praia de Mira, pertencente ao Município de Mira, como já tinha sido referido que futuramente será objecto de intervenção de alargamento e requalificação.

Foram recolhidas amostras dos taludes envolventes ao caminho (Figura 21), evitando-se o mais possível a contaminação orgânica. As amostras recolhidas no local foram acondicionadas em sacos plásticos, devidamente identificados e transportados para o laboratório, onde posteriormente foram colocados em tabuleiros dentro da estufa a uma temperatura que rondava os 65°C.

A recolha procedeu-se de 500 em 500 metros ao longo do troço que tem cerca de 2,5 km, obtendo-se assim 6 amostras diferentes.



Figura 21 – Local onde foram recolhidas as amostras e aspecto do material estudado

4.2.2. CIMENTO

O tipo de cimento usado nos trabalhos experimentais foi CEM II/B-L 32,5 R, este tipo de cimento satisfaz às Definições, Classes de Resistência e Características da NP 2064 e às prescrições do Caderno de Encargos para o Fornecimento e Recepção dos Cimentos (NP 2065) ou às prescrições em vigor.

4.2.3. ÁGUA

A água utilizada na preparação dos ensaios foi água proveniente da torneira do laboratório, com excepção de alguns ensaios de caracterização do solo, onde se utilizou água destilada.

4.2.4. MISTURA SOLO-CIMENTO

Os materiais utilizados na mistura, solo, cimento e água, foram pesados numa balança com precisão de 0,01g. Procedendo primeiro à mistura do cimento com o solo, de forma a ficarem homogeneizados; depois acrescentou-se água de forma gradual para garantir uma total homogeneidade da mistura e evitar perdas por evaporação.

Os teores de cimento foram definidos à partida e de modo a que se obtivesse uma gama de resultados que permitisse retirar as melhores conclusões. As quantidades de cada mistura foram as suficientes para ser possível a realização dos seguintes ensaios:

- a) Proctor, através dos vários teores de água;
- b) CBR, tendo sido efectuados três provetes;
- c) Resistência à Compressão Simples e Resistência à Compressão Diametral, tendo sido efectuados três provetes.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Serão agora apresentados todos os resultados obtidos através do trabalho laboratorial, assim como as respectivas análises.

5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

5.1.1. GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

A Tabela 2 contém as fracções granulométricas expressas em percentagens do material passado em cada um dos peneiros, para cada uma das 6 amostras.

Tabela 2 - Resultados da análise granulométrica das 6 amostras de solo

Peneiros ASTM	Abertura (mm)	Material Passado (%)					
		Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6
1.1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	12,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/8"	9,51	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
nº4	4,76	100,0	100,0	100,0	99,7	100,0	100,0
nº8	2,38	100,0	100,0	100,0	99,1	99,8	100,0
nº16	1,19	100,0	100,0	99,7	98,1	99,2	100,0
nº30	0,595	97,2	94,9	98,8	94,1	96,9	97,7
nº50	0,297	22,8	24,7	35,5	24,9	28,7	29,5
nº100	0,149	0,6	0,5	0,7	1,1	1,1	0,7
nº200	0,075	0,1	0,2	0,3	0,5	0,5	0,3

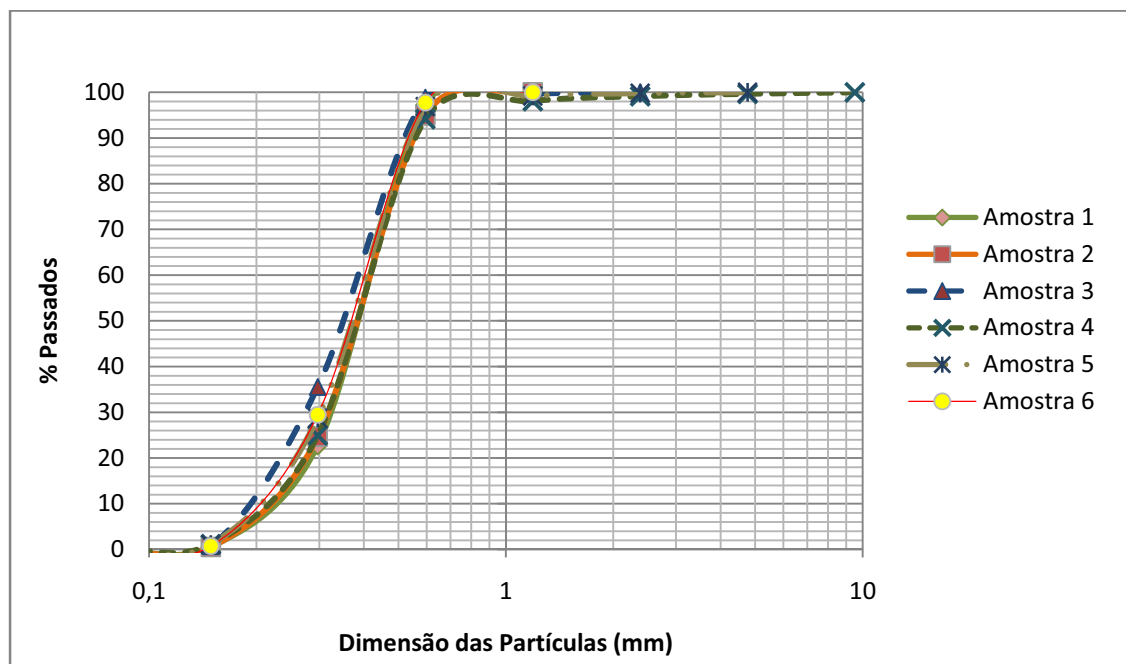


Figura 22 – Curvas granulométricas das 6 amostras de solo

O solo em estudo segundo a classificação unificada classifica-se como SP (areia mal graduada), enquanto pela classificação de solos para fins rodoviários classifica-se de A-3.

Conforme se depreende da análise da figura 22, as amostras recolhidas apresentam granulometrias muito similares, são também classificadas no mesmo grupo de solos, quer pela classificação unificada, quer pela classificação para fins rodoviários.

No que respeita aos restantes ensaios temos, o ensaio equivalente de areia (Tabela 3); o ensaio de azul-de-metileno (Tabela 4); e por fim a determinação dos pesos específicos (

Tabela 5).

Tabela 3 – Resultados do ensaio de equivalente de areia

Equivalente de Areia					
Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6
102	97	93	99	92	97

Tabela 4 – Resultados do ensaio de azul-de-metileno

Azul-de-metileno (g/100 g de solo)					
Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6
0,55	0,35	0,35	0,35	0,5	0,35

Tabela 5 – Pesos específicos das 6 amostras

Massas Volúmicas (g/cm ³)					
Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6
2,64	2,57	2,66	2,62	2,62	2,65

Analisando o CEEP pode-se verificar que quanto à granulometria todas as amostras são válidas para aplicações em solo-cimento em camada de leito do pavimento, uma vez que a dimensão das partículas não ultrapassa 75mm e ainda a percentagem de material passada no peneiro nº200 é inferior a 20%. Os limites de liquidez e plasticidade também não foram excedidos no seu máximo. No caso, todas as amostras são plásticas. Quanto ao ensaio de equivalente de areia todas as amostras obtêm resultados muito acima do mínimo exigido que é 30%, e por fim temos o valor de azul de metileno no qual se impõe um valor máximo de 2 (g/100 g de solo), tendo todas as amostras valores inferiores a este.

5.1.2. ENSAIO PROCTOR

A Figura 23 apresenta as curvas de compactação das misturas de solo-cimento para os vários teores de cimento.

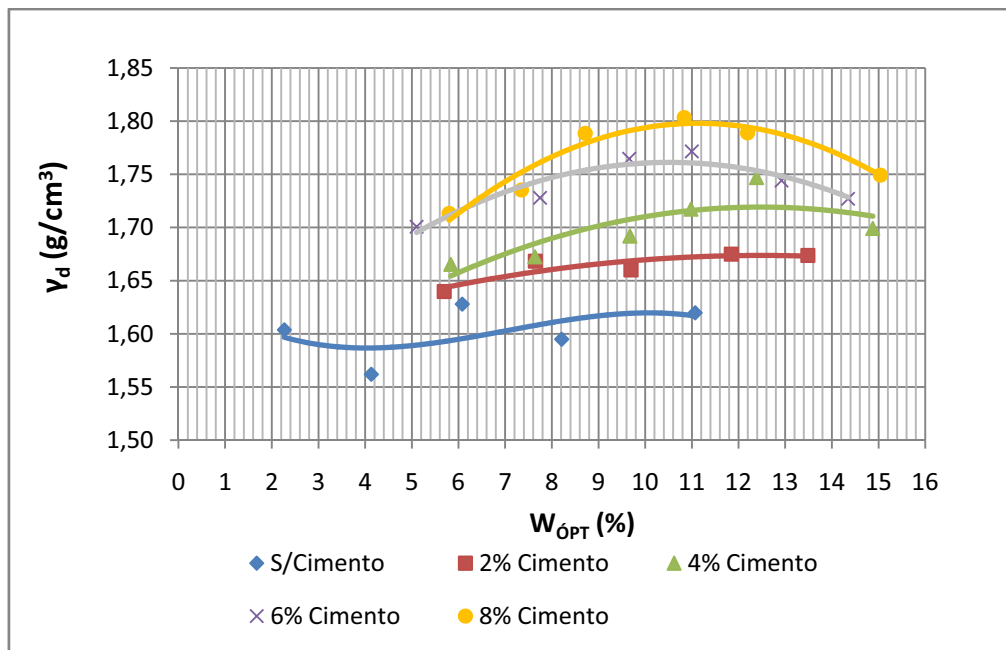


Figura 23 – Curva Proctor das 6 amostras

O peso específico seco máximo e o teor em água ótimo de compactação encontrados para os vários teores de cimento são apresentados na

Tabela 6:

Tabela 6 – Correspondência entre o peso específico seco máximo e o respectivo teor de água ótimo

Material	Peso específico seco máximo (g/cm³)	Teor em água ótimo (%)
Solo-natural	1,62	10
Solo-cimento (2%)	1,68	12,5
Solo-cimento (4%)	1,72	12,5
Solo-cimento (6%)	1,76	11
Solo-cimento (8%)	1,80	11

A seguinte Figura 24 apresenta a variação do peso específico máximo de acordo com os respectivos teores de cimento:

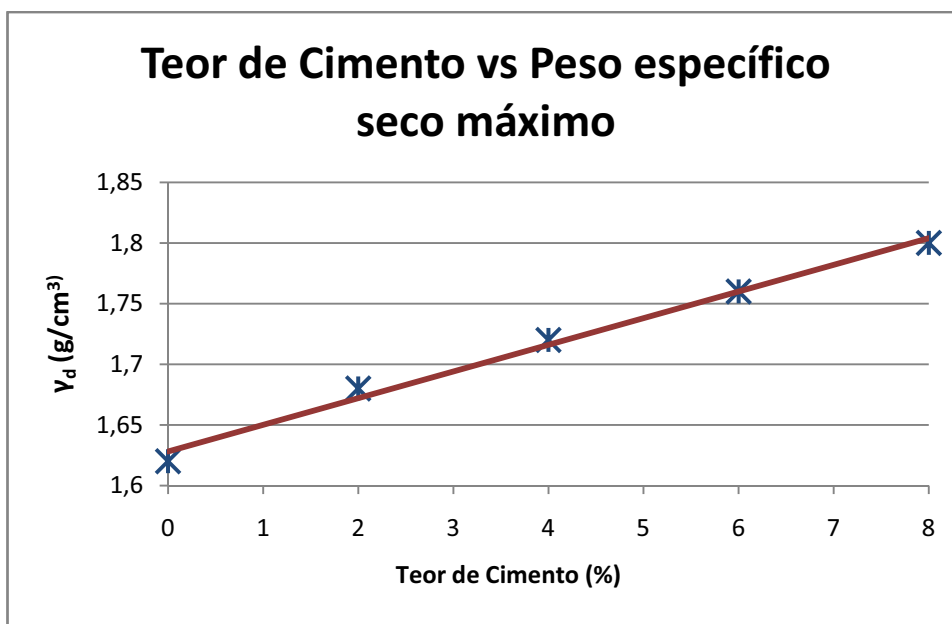


Figura 24 – Peso específico seco máximo vs Teor de cimento

Os resultados comprovam que existe uma tendência para o peso específico seco ser mais elevado consoante se aumenta o teor em cimento. Podemos verificar também que o teor de água não tem um comportamento específico, uma vez que os valores andam muito próximos uns dos outros.

5.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

5.2.1. ENSAIO CBR

Em seguida são apresentados alguns gráficos e tabelas correspondentes a algumas relações que permitem entender melhor a influência do teor de cimento no ensaio CBR.

Nas figuras abaixo temos a evolução dos valores da penetração com variação da percentagem de cimento para 12, 25, e 55 pancadas, respectivamente:

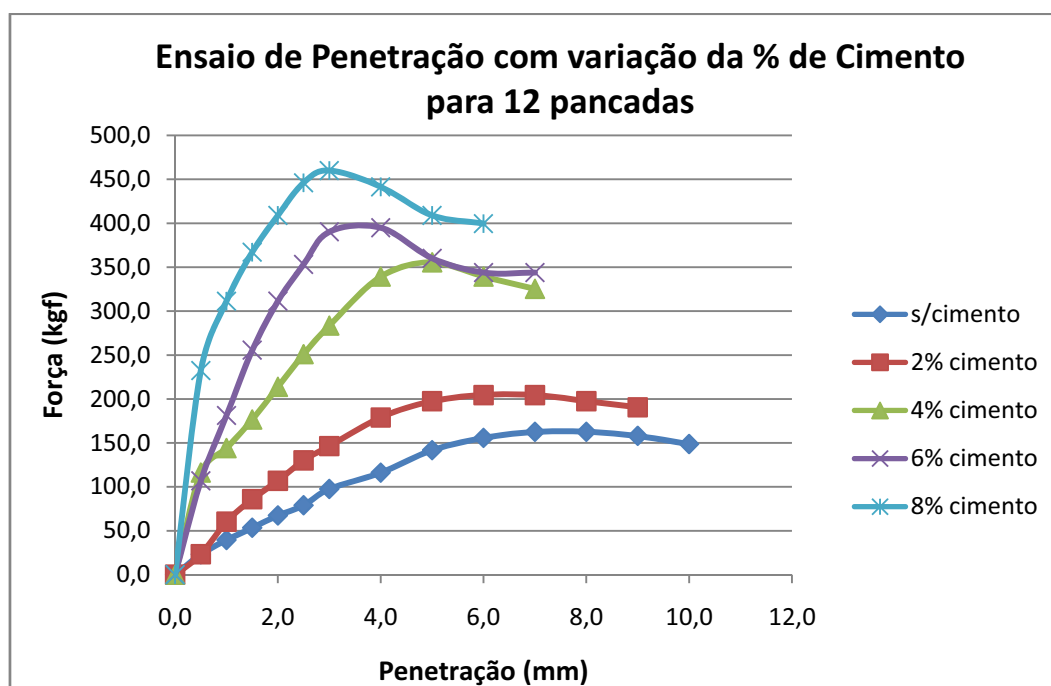


Figura 25 - Ensaio de penetração com variação da percentagem de cimento para 12 pancadas

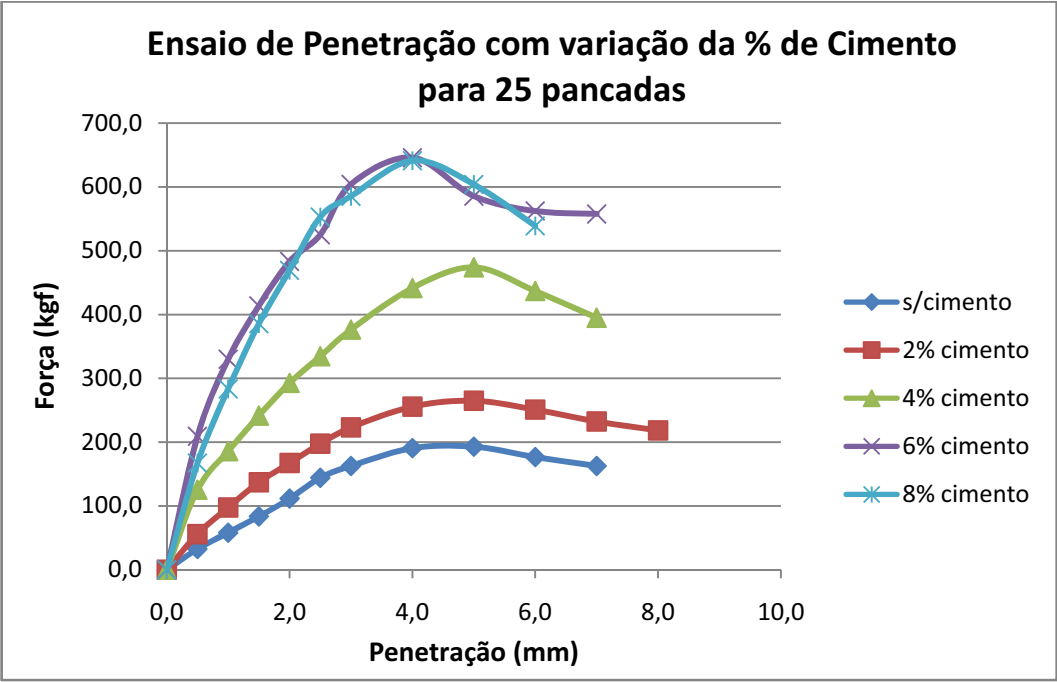


Figura 26 - Ensaios de penetração com variação da percentagem de cimento para 25 pancadas

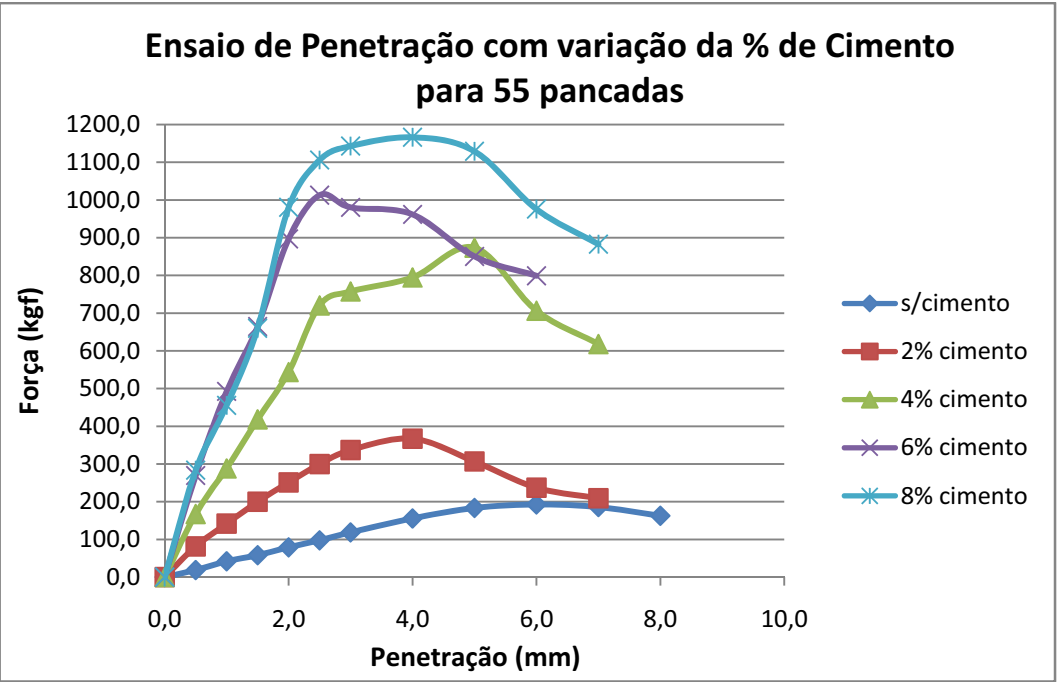


Figura 27 - Ensaios de penetração com variação da percentagem de cimento para 55 pancadas

Relativamente às figuras 25, 26 e 27 pode-se verificar que estas evidenciam alguns comportamentos típicos no que respeita à variação da percentagem de cimento nas diferentes energias de compactação (diferentes números de pancadas).

Pode-se então referir que para os diversos números de pancadas as várias percentagens de cimento mostram comportamentos semelhantes e dentro do esperado, ou seja, com o aumento do teor de cimento e do número de pancadas, aumentou a força de penetração. Esta tendência mostrou em alguns pontos exceções que podem ser explicadas por alguma variabilidade de procedimento que sempre acontece em trabalho laboratorial.

Nas tabelas seguintes serão apresentados alguns dados relativos ao ensaio CBR:

Tabela 7 - Valores do ensaio de penetração de 12 pancadas

Valores do ensaio de penetração de 12 Pancadas			
Material	Peso específico seco máximo (g/cm³)	Teor em água (%)	CBR (%)
Solo-natural	1,62	5,70	7,0
Solo-cimento (2%)	1,66	12,81	9,7
Solo-cimento (4%)	1,70	11,52	18,5
Solo-cimento (6%)	1,73	11,69	26,1
Solo-cimento (8%)	1,73	10,28	32,9

Tabela 8 - Valores do ensaio de penetração de 25 pancadas

Valores do ensaio de penetração 25 Pancadas			
Material	Peso específico seco máximo (g/cm³)	Teor em água (%)	CBR (%)
Solo-natural	1,62	5,42	10,6
Solo-cimento (2%)	1,68	12,03	14,6
Solo-cimento (4%)	1,71	12,27	24,7
Solo-cimento (6%)	1,74	10,95	38,7
Solo-cimento (8%)	1,79	10,31	40,8

Tabela 9 - Valores do ensaio de penetração de 55 pancadas

Valores do ensaio de penetração 55 Pancadas			
Material	Peso específico seco máximo (g/cm ³)	Teor em água (%)	CBR (%)
Solo-natural	1,61	5,74	9,0
Solo-cimento (2%)	1,74	11,24	22,1
Solo-cimento (4%)	1,74	12,06	53,1
Solo-cimento (6%)	1,78	11,11	74,7
Solo-cimento (8%)	1,85	10,07	81,6

Os valores das tabelas acima, apresentam resultados que permitem referir que quanto mais se aumenta a percentagem de cimento maior vai ser o peso específico seco máximo da mistura, assim como o valor de CBR.

A Figura 28 apresenta a variação entre a percentagem de cimento e o valor de CBR.

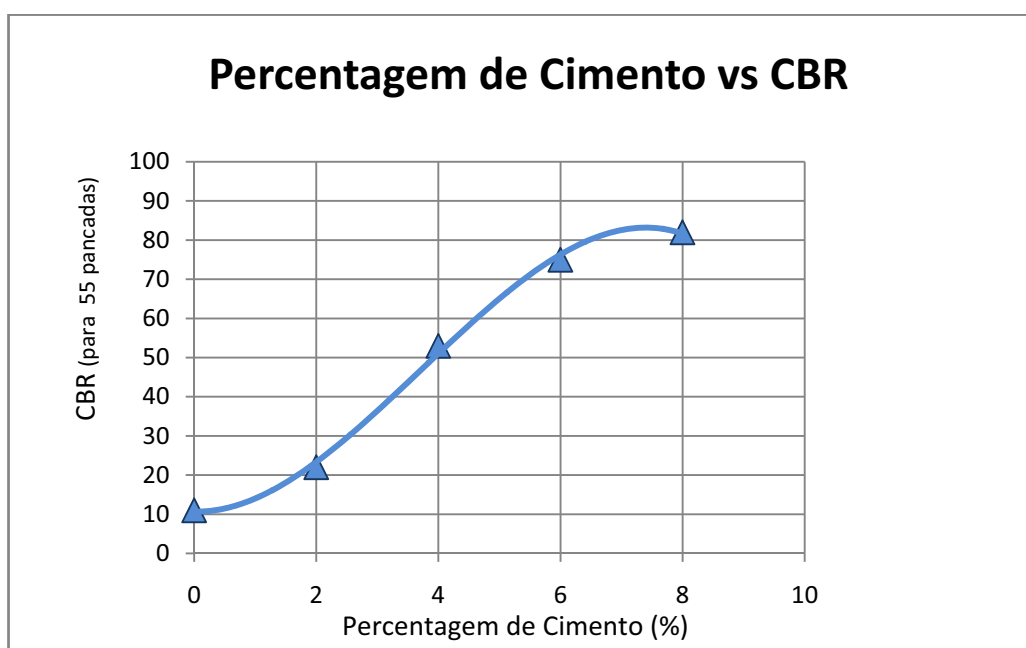


Figura 28 – Variação de percentagem de cimento/ CBR

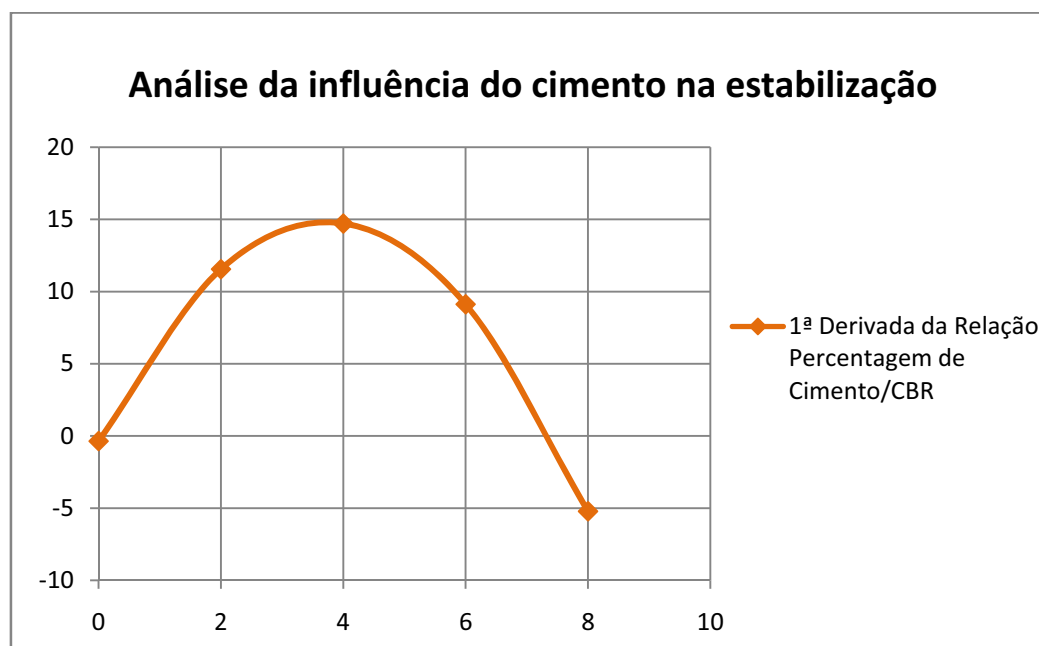


Figura 29 – 1ª Derivada da relação entre a percentagem de cimento e o valor de CBR

O gráfico representado na Figura 28, mostra que a relação entre a percentagem de cimento da mistura e o valor de CBR, não é linear, o que vem ser comprovado pela Figura 29, na qual se pode mostrar que o maior rendimento do cimento nas misturas se verifica entre 3,5 e 4,5%, ou seja, é neste intervalo de valores que se denota o maior crescimento dos valores de CBR relativamente aos teores de cimento. Não querendo dizer no entanto que se atinjam os valores máximos neste intervalo, uma vez que os valores de CBR aumentam até sensivelmente 7% de teor em cimento, tendo a partir daqui uma acentuada estabilização.

De acordo com o CEEP o valor de CBR a 95% de compactação relativa é de 10 %, valor este que é atingido por todos os teores de cimento.

5.2.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

De forma a analisar a influência da variação do teor de cimento na resistência à compressão simples foi elaborado um gráfico comparativo das curvas de tensão vs teor em cimento. As variáveis analisadas foram o teor em cimento e o tempo de cura das amostras (Figura 30).

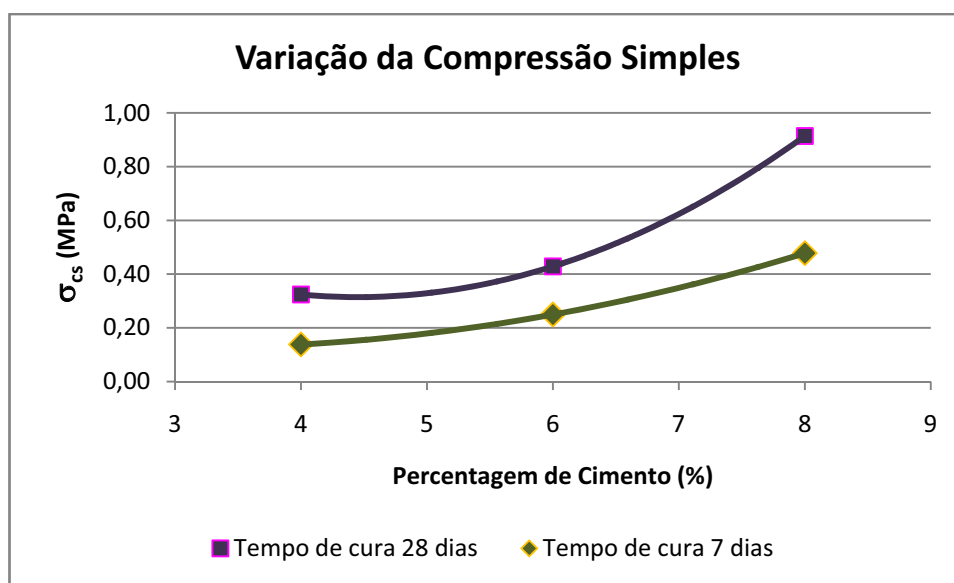


Figura 30 – Variação da compressão simples

A partir da análise deste gráfico pode-se concluir que o aumento do teor de cimento provoca um acréscimo do valor da tensão de resistência à compressão simples, sendo que este aumento não acontece de forma linear. Tendo um ligeiro aumento entre 4 e 6% de cimento, e atinge um aumento mais significativo entre os 6 e os 8%. O comportamento referido é semelhante tanto para 7 como para 28 dias de cura. Podemos também aferir que do tempo de cura de 7 dias para 28 dias existe um significativo acréscimo do valor das tensões, que ronda o dobro para as percentagens de 4 e 6%, sendo que para 8% ultrapassa um pouco o dobro do valor.

O CEEP define para leito de pavimento uma resistência à compressão simples mínima aos 28 dias de 2,0MPa, no entanto os resultados obtidos nunca atingem esse valor, atingindo um máximo para 8% de cimento de 0,9MPa.

Tabela 10: Ensaio à Compressão Simples para 4% cimento

Ensaio Compressão Simples 4% cimento							
Nº Provete	Data		Idade (Dias)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Força	Tensão
	Fabrico	Ensaio				Rotura (kN)	Rotura (Mpa)
1	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	2,7	0,15
2	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	2,3	0,13
3	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,0	0
4	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	5,0	0,28
5	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	5,5	0,30
6	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	7,1	0,39

Tabela 11: Ensaio à Compressão Simples para 6% cimento

Ensaio Compressão Simples 6% cimento							
Nº Provete	Data		Idade (Dias)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Força	Tensão
	Fabrico	Ensaio				Rotura (kN)	Rotura (Mpa)
1	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	5,0	0,27
2	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	4,1	0,22
3	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	4,4	0,25
4	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,99	0,44
5	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,53	0,41
6	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,81	0,43

Tabela 12: Ensaio à Compressão Simples para 8% cimento

Ensaio Compressão Simples 8% cimento							
Nº Provete	Data		Idade (Dias)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Força	Tensão
	Fabrico	Ensaio				Rotura (kN)	Rotura (Mpa)
1	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	6,4	0,35
2	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	10,9	0,60
3	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	10,5	0,58
4	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	15,8	0,87
5	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	17,7	0,97
6	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	16,3	0,90

Tabela 13: Resultados de tensão de rotura médios

Resistência à Compressão Simples			
Resultados Tensão de Rotura Médios			
	4%	6%	8%
7 dias	0,14	0,25	0,48
28 dias	0,32	0,43	0,91

5.2.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Para analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura na resistência à compressão diametral realizou-se o gráfico seguinte (Figura 31):

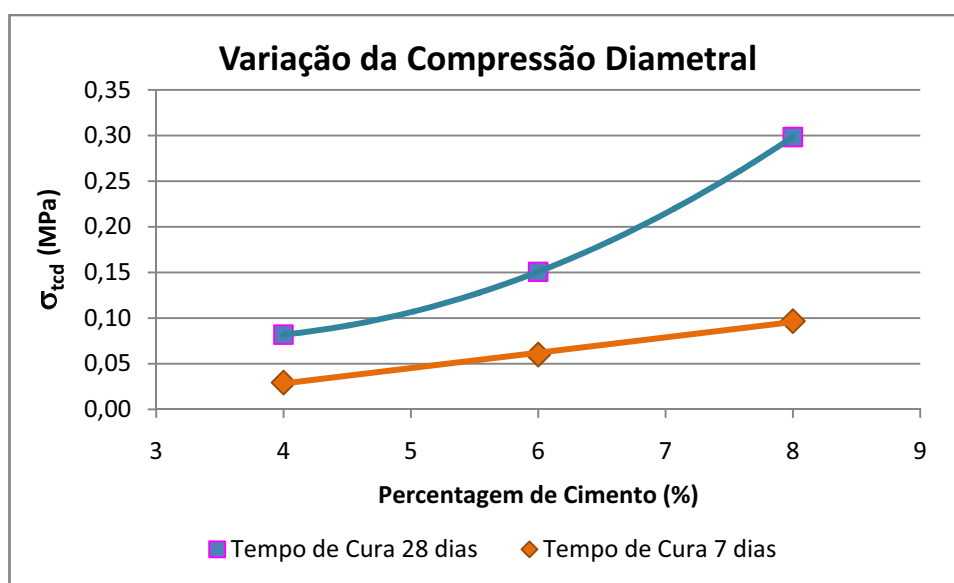


Figura 31 – Variação da compressão diametral

Analisando o gráfico anterior pode-se conferir que para 7 e 28 dias de cura temos comportamentos algo distintos. O aumento de resistência para 28 dias, com o acréscimo do teor de cimento, é bastante superior ao aumento da resistência para o tempo de cura de 7 dias. Pode-se ainda verificar que no tempo de cura de 28 dias se afere um aumento mais significativo entre os 6 e os 8% de cimento do que entre 4 e os 6%, ao contrário do

que se sucede no tempo de cura de 7 dias em que o comportamento é linear, ou seja, o aumento da resistência entre 4 e 6% de cimento é aproximadamente igual ao aumento entre 6 e 8 % de cimento.

Para a resistência à compressão diametral o CEEP define como valor mínimo aos 28 dias, 0,25MPa, sendo este valor atingido aos 7,5% de teor em cimento. O máximo valor atingido é de 0,30MPa para o teor de cimento de 8%.

Tabela 14: Ensaio à Compressão Diametral para 4% cimento

Ensaio Compressão Diametral 4% cimento							
Nº Provete	Data		Idade (Dias)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio				(kN)	(Mpa)
1	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,3	0,02
2	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,3	0,02
3	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,9	0,05
4	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,5	0,08
5	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,7	0,09
6	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,3	0,07

Tabela 15: Ensaio à Compressão Diametral para 6% cimento

Ensaio Compressão Diametral 6% cimento							
Nº Provete	Data		Idade (Dias)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio				(kN)	(Mpa)
1	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	1,51	0,07
2	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	1,13	0,05
3	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	0,96	0,05
4	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	2,87	0,14
5	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	3,25	0,15
6	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	3,49	0,16

Tabela 16: Ensaio à Compressão Diametral para 8% cimento

Ensaio Compressão Diametral 8% cimento							
Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	2,3	0,11
2	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	2,1	0,10
3	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	1,8	0,08
4	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,0	0,28
5	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,3	0,30
6	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,7	0,32

Tabela 17: Resultados de tensão de rotura médios

Resistência à Compressão Diametral			
Resultados Tensão de Rotura Médios			
	4%	6%	8%
7 dias	0,03	0,06	0,10
28 dias	0,08	0,15	0,30

6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS ALTERNATIVAS E ANÁLISE COMPARATIVA

Visando averiguar a utilidade do solo estudado na aplicação em pavimentos, simulou-se um dimensionamento, seguindo os critérios usuais, considerando um regime de tráfego médio.

Os valores adoptados para o dimensionamento são valores correntemente usados por vários autores em diversos trabalhos.

A sequência de cálculo foi retirada do trabalho de Moreira, (2005).

Considerou-se uma estrada nacional com duas vias, com um sentido em cada, localizada no centro de Portugal. A velocidade de tráfego considerada de 50km/h.

O critério de dimensionamento utilizado teve por base a teoria empírico-mecanicista proposta pelo modelo da Shell.

6.1. DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTO CONVENCIONAL

Considerou-se um pavimento com duas camadas granulares de 20cm de espessura, constituídas por ABGE, cujos módulos de deformabilidade E_{sb} são calculados em função do solo de fundação E_{sf} , de acordo com a expressão proposta por Claessen e tal., 1997:

$$E_{sb} = k \cdot E_{sf} \quad (6.1)$$

em que:

$$k = 0,2 \times h_g^{0,45}$$

O coeficiente de Poisson adoptado é de $\nu=0,30$.

Adoptaram-se duas camadas betuminosas, uma de desgaste e outra em macadame betuminoso (fuso B). Ambos os betumes são do tipo 35/50. A temperatura de serviço (T_s) corresponde à temperatura da zona de Coimbra, localizada na zona centro de Portugal. O valor de cálculo é de $T_s=27,1$ °C.

Tabela 18: Características do betume a utilizar nas camadas de misturas betuminosas.

	Penetração a 25°C com carga de 100g durante 5s Pen25 (0,1mm)	Temperatura de Anel e Bola T_{AB} (°C)
Betume 35/50	42	54

Tabela 19: Características dos agregados e das quantidades de betume assumidas no cálculo, para as misturas betuminosas

	Peso específico do agregado γ_a (kN/ m ³)	Peso específico do betume γ_b (kN/ m ³)	Quantidade de betume T_b (%)	Porosidade n (%)
Betão betuminoso de desgaste	26,2	10,4	5,50	4,50
Macadame betuminoso	25,7	10,4	4,50	6,00

O cálculo da rigidez do betume S_b (MPa) é retirado do ábaco proposto por Van de Poël (1954). Foi utilizada a equação (6.2) proposta por Ullidtz e Peattie (1980) para representar o nomograma.

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} t^{-0,368} e^{IP} (T_{ab} - T)^5 \quad (6.2)$$

em que:

t: tempo de carregamento (s)

IP: índice de penetração do betume

T_{ab} : temperatura de amolecimento do ensaio anel e bola (°C)

$T = T_s$: temperatura de serviço ($^{\circ}\text{C}$)

A fórmula é válida para $0,01 \leq t \leq 0,1s$; $-1 \leq IP \leq 1$; $10 \leq (T_{ab} - T) \leq 60^{\circ}\text{C}$

O módulo de deformabilidade das misturas betuminosas E_m (Pa), para valores da rigidez de betume S_b entre 5 e 1000 MPa é dado pela expressão (6.3) proposta pela Shell:

$$E_m = 10^A \quad (6.3)$$

em que:

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \times (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \times |\log S_b - 8| + S_{m108} \quad (6.4)$$

em que,

$$S_{89} = 1,12 \times \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} \quad (6.5)$$

$$S_{68} = 0,6 \times \log \left(\frac{1,37.V_b^2 - 1}{1,33.V_b - 1} \right) \quad (6.6)$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342.(100 - V_a)}{V_a + V_b} \quad (6.7)$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \times 10^{-3} \times V_a + 2,35 \times 10^{-4} \times V_a^2 \quad (6.8)$$

em que:

V_a -cociente do volume de agregado pelo volume total (%)

V_b -cociente do volume de betume pelo volume total (%)

Neste caso, os módulos de deformabilidade calculados pelo método da Shell têm os valores que abaixo indicamos:

- Betão betuminoso de desgaste – $E_{mbbr} = 3852 \text{ MPa}$

- Macadame betuminoso – $E_{\text{mmac}}=4426$ MPa

O coeficiente de Poisson adoptado é de $\nu=0,35$.

Segundo o MACOPAV e de forma a podermos garantir uma classe de fundação F_2 foi necessário recorrer a um solo de empréstimo, para aplicar no leito de pavimento, uma vez que o solo de fundação (areia dunar monogranular) tem como valor de CBR 6%, logo é um S_2 e a classe de fundação F_3 , exige 30 cm de solo S_3 . Assim sendo, mais uma vez se pode salientar a importância da aplicação de estabilização solo-cimento no sentido que nos permite aproveitar o solo existente em detrimento de um qualquer solo de empréstimo, que acarreta várias implicações quer a nível económico, quer ambiental.

Em seguida são apresentadas na tabela 12 as características dos materiais e espessuras calculadas:

Tabela 20: Características dos materiais e espessuras calculadas.

	Tráfego médio (T3) ($N_{\text{dim}}^{80} = 40 \times 10^6$)	
	e (cm)	E (Mpa)
Betão betuminoso de desgaste	5	3852
Macadame Betuminoso	16	4426
Base em ABGE	20	283
Sub base em ABGE	20	130
Leito de pavimento	∞	60

Utilizando o programa de cálculo automático Bisar 3.0, cujo método utilizado é empírico mecanicista, obteve-se o estado de tensão e deformação nas camadas pretendidas. Sendo que os valores obtidos através do programa dizem respeito aos locais onde estas são máximas, na base das camadas em misturas betuminosas, temos a extensão de

tracção máxima e no topo da camada de fundação, temos a extensão de compressão máxima.

Assim sendo, através do método proposto pela Shell, é possível calcular o número de eixos padrão de 80kN admissível para a estrutura de pavimento, comparando de seguida este valor com o número de eixos padrão previsto para o período de vida do projecto.

Para o cálculo à fadiga adopta-se a equação (6.9):

$$\varepsilon_{rt} = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E_m^{0,36} \times N_{adm}^{-0,2} \quad (6.9)$$

Calculando o factor F de ajustamento à fadiga, vem

$$N_{adm} = \left[\frac{\frac{\varepsilon_{rt}}{0,856 \times V_b + 1,08}}{E_m^{-0,36}} \right] \times F \times 10^{-6} \quad (6.10)$$

Para o cálculo à deformação permanente resulta:

$$\varepsilon_{zp} = 1,8 \times 10^{-2} \times N_{adm}^{-0,25} \Leftrightarrow N_{adm} = \left(\frac{\varepsilon_{zp}}{1,8 \times 10^{-2}} \right)^{\frac{-1}{0,25}} \quad (6.11)$$

Pode verificar-se na seguinte tabela 13, que o critério de ruína mais gravoso foi o dano à deformação permanente:

Tabela 21: Extensões e danos calculados no dimensionamento da estrutura de pavimento.

Extensão de tracção na base das camadas de mistura betuminosa	$99,7 \times 10^{-5}$
Dano à fadiga	19%
Extensão de compressão no topo da camada de fundação	$225,2 \times 10^{-5}$
Dano à deformação permanente	98%

6.2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO VARIANDO O TEOR DE CIMENTO

Em seguida procurou-se realizar o dimensionamento para cada um dos teores em cimento, nos quais a camada de leito de pavimento, é estabilizada hidraulicamente com cimento de forma a obter melhor características físicas e mecânicas que lhe permitem obter resultados mais satisfatórios.

Como neste caso temos solos estabilizados hidraulicamente, apura-se que o MACOPAV estabelece para solo-cimento em leito de pavimento, a classificação ST₂, mas para a sua utilização impõe que o valor de CBR > 15% e R_{tcd} > 0,20MPa. Comparando os resultados obtidos neste trabalho com estas restrições verifica-se que os valores de resistência para algumas percentagens de cimento não são superiores aos exigidos, no entanto e porque se trata de um pré-dimensionamento adoptou-se esta classe de solos tratados.

Recorrendo então ao MACOPAV, podemos verificar que se tivermos um solo, S₂, pode-se estabelecer um leito de pavimento com 25 cm de solo tratado com cimento e obter uma classe de fundação F₃.

No entanto, a introdução de uma camada ligada aglutinada com ligante hidráulico modifica a análise estrutural do pavimento, dado que o critério de ruína se resume geralmente ao controlo da tensão de tracção instalada na base da camada ligada.

Os valores críticos propostos pelo MACOPAV para a tensão de tracção máxima na base das camadas tratadas com conglomerantes hidráulicos seguem a seguinte lei de fadiga dada pela equação (6.12):

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_r} = 1 + a \times \log N_{adm} \quad (6.12)$$

em que:

σ_t : valor máximo da tensão induzida pelo eixo padrão

Para o caso em estudo admite-se:

$a = -0,08$

$$\sigma_r = R_f \approx 1,5 \times R_{cd} \quad (6.13)$$

Substituindo σ_r a equação (6.14) passa a:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_r} = 1 - 0,08 \times \log N_{adm} \quad (6.14)$$

A disposição preferencial da camada de ABGE escolhida localiza-se entre a camada de leito de pavimento estabilizada com cimento e as camadas de misturas betuminosas, de modo a evitar a transmissão dos esforços de tracção gerados no material aglutinado durante o processo de cura e pela alteração das condições higrométricas.

Para as camadas de ABGE, foram adoptados os seguintes módulos de deformabilidade: sub-base, $E=200$ MPa, base, $E=370$ MPa, isto porque no caso de se aplicar a fórmula de Claessen, os valores obtidos seriam muito irrealistas.

Foram realizados dois tipos de dimensionamento distintos, um global, no qual só se teve em consideração o solo de fundação, incluindo a camada de leito de pavimento, e outro específico, mais rigoroso, no qual se dividiu a estrutura de pavimento em todas as camadas, individualizando na análise a camada de leito de pavimento.

No primeiro tipo de dimensionamento, apura-se que o MACOPAV estabelece para solo-cimento em leito de pavimento, a classificação ST_2 , mas para a sua utilização impõe que o valor de $CBR > 15\%$ e $R_{tcd} > 0,20$ MPa. Comparando os resultados obtidos neste trabalho com estas restrições verifica-se que os valores de resistência para algumas percentagens de cimento não são superiores aos exigidos, no entanto e porque se trata de um pré-dimensionamento adoptou-se esta classe de solos tratados.

Recorrendo ainda ao MACOPAV, podemos verificar que uma vez que temos um solo, S_2 , pode-se estabelecer um leito de pavimento com 25 cm de solo tratado com cimento e obter uma classe de fundação F_3 .

As características dos materiais e as espessuras definidas para cada uma das estruturas de pavimento são apresentadas na seguinte tabela 14:

Tabela 22: Características dos materiais e espessuras para as estruturas de pavimentos com variação do teor de cimento, para o primeiro tipo de dimensionamento.

	e (cm)	Tráfego médio (T3) ($N_{dim}^{80} = 40 \times 10^6$)			
		2%	4%	6%	8%
		E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)	E (Mpa)
Betão betuminoso de desgaste	5	3852	3852	3852	3852
Macadame Betuminoso	14	4426	4426	4426	4426
Base em ABGE	15	370	370	370	370
Sub base em ABGE	15	200	200	200	200
Leito de pavimento	25	100	190	260	330
Fundação	∞	60	60	60	60

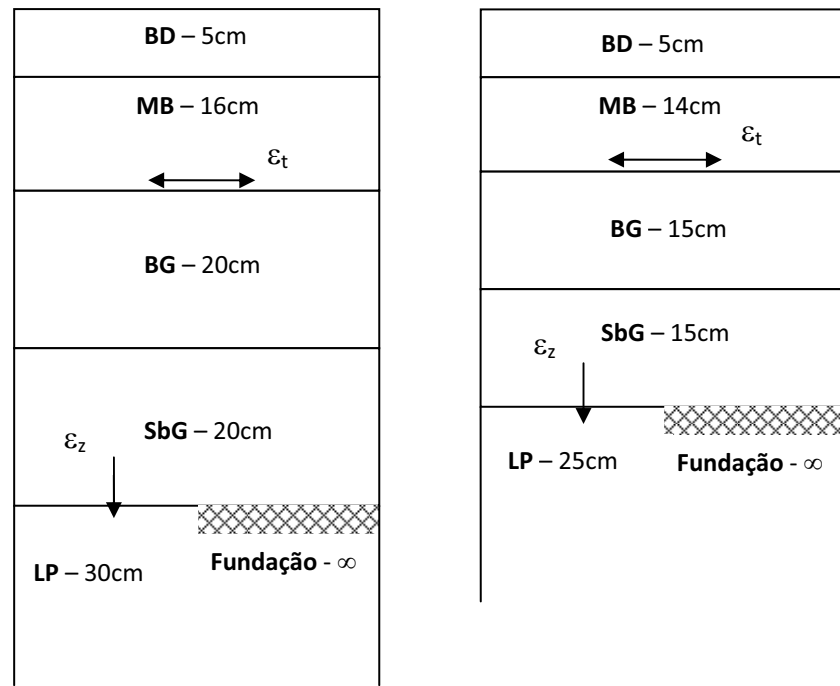
Para o primeiro tipo de dimensionamento os valores obtidos estão apresentados na seguinte tabela 15:

Tabela 23: Extensões, tensões e danos calculados no primeiro tipo de dimensionamento das camadas de pavimento.

	Percentagem de Cimento			
	2%	4%	6%	8%
Extensão de tracção na base das camadas de mistura betuminosa	1,011E-04	1,011E-04	1,011E-04	1,011E-04
Dano à fadiga	16%	16%	16%	16%
Extensão de compressão na base da camada de ABGE	2,206E-04	1,452E-04	1,143E-04	9,343E-05
Dano à deformação permanente	90%	17%	7%	3%
Tensão de tracção na base das camadas ligadas com cimento (MPa)	5,870E-03	1,687E-02	2,391E-02	3,002E-02
Extensão de compressão no topo da camada de fundação em solos	2,229E-04	2,229E-04	2,229E-04	2,229E-04
Dano à deformação permanente	94%	94%	94%	94%

A partir da análise desta tabela podemos depreender que este tipo de dimensionamento não é muito rigoroso, uma vez que mesmo variando o teor em cimento a estrutura de pavimento mantém sempre as mesmas espessuras das várias camadas. Isto sucede-se porque o solo de fundação, F_3 , é sempre o mesmo. Ainda assim verificamos que o dano à deformação permanente na base da camada de ABGE diminui e a tensão aumenta consoante se aumenta o teor de cimento.

Em seguida é apresentada a figura 32 na qual podemos verificar as diferenças de espessuras entre uma estrutura de pavimento convencional e uma estrutura de pavimento com leito de pavimento estabilizada com cimento.



BD – Betão betuminoso em camada de desgaste
MB – Macadame betuminoso em camada de base
BG – Base granular
SbG – Sub-base granular
LP – Leito de pavimento

Figura 32: Diferença entre uma estrutura convencional e uma estabilizada com cimento na camada de leito de pavimento

No que diz respeito ao segundo tipo de dimensionamento, tem-se na tabela 16, apresentadas todas as características das várias camadas.

Tabela 24: Características dos materiais e espessuras para as estruturas de pavimentos com variação do teor de cimento, para o segundo tipo de dimensionamento.

	Tráfego médio (T3) ($N_{dm}^{80} = 40 \times 10^6$)							
	2%		4%		6%		8%	
	e (cm)	E (Mpa)	e (cm)	E (Mpa)	e (cm)	E (Mpa)	e (cm)	E (Mpa)
Betão betuminoso de desgaste	5	3852	5	3852	5	3852	5	3852
Macadame Betuminoso	14	4426	14	4426	13	4426	14	4426
Base em ABGE	15	370	20	370	20	370	20	370
Sub base em ABGE	15	200	-	200	-	200	-	200
Leito de pavimento	25	100	25	190	25	260	20	330
Fundação	∞	60	∞	60	∞	60	∞	60

Para o segundo tipo de dimensionamento os valores obtidos estão apresentados na seguinte tabela 17:

Tabela 25: Extensões, tensões e danos calculados no primeiro tipo de dimensionamento das camadas de pavimento.

	Porcentagem de Cimento			
	2%	4%	6%	8%
Extensão de tracção na base das camadas de mistura betuminosa	1,025E-04	9,868E-05	1,007E-04	9,474E-05
Dano à fadiga	22%	18%	20%	15%
Extensão de compressão na base da camada de ABGE	2,206E-04	1,849E-04	1,593E-04	1,299E-04
Dano à deformação permanente	90%	45%	25%	11%
Tensão de tracção na base das camadas ligadas com cimento (MPa)	5,870E-03	2,015E-02	3,582E-02	4,071E-02
Extensão de compressão no topo da camada de fundação em solos	1,894E-04	2,149E-04	2,156E-04	2,176E-04
Dano à deformação permanente	49%	81%	82%	85%

Os valores de tensão de tracção na base das camadas ligadas com cimento são em todas as percentagens inferiores aos ensaiados na resistência à compressão diametral a 28 dias, com a ressalva que para 2 % de cimento não temos valores de resistência à compressão diametral.

Tabela 26: Comparação entre as tensões obtidas no dimensionamento e as da resistência à compressão diametral

	2%	4%	6%	8%
Tensão de tracção na base das camadas ligadas com cimento (MPa)	0,00587	0,02	0,04	0,04
Resultados da Tensão de Rotura Médios na R_{tcd} (Mpa)	-	0,08	0,15	0,30

A figura 33 representa as várias estruturas de pavimento relativas a cada um dos vários teores de cimento:








2% Cimento	4% Cimento	6% Cimento	8% Cimento
BD – 5cm	BD – 5cm	BD – 5cm	BD – 5cm
MB – 14cm $\longleftrightarrow \epsilon_t$	MB – 14cm $\longleftrightarrow \epsilon_t$		MB – 14cm $\longleftrightarrow \epsilon_t$
BG – 15cm	BG – 20cm	BG – 20cm	BG – 20cm
SbG – 15cm			
ϵ_z  Fundação - ∞ LP – 25cm	ϵ_z  Fundação - ∞ LP – 25cm	ϵ_z  Fundação - ∞ LP – 25cm	ϵ_z  Fundação - ∞ LP – 25cm

Figura 33: Comparação entre as várias estruturas de pavimento relativas a cada um dos vários teores de cimento.

6.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES

Dos resultados obtidos pode concluir-se que comparativamente a uma estrutura convencional, se substituirmos o leito de pavimento por uma camada ligada, as diferenças de espessuras das camadas são significativas. Na seguinte tabela 18 são apresentadas as espessuras das várias camadas, para cada um dos teores de cimento.

Tabela 27: Comparação das espessuras de cada camada para as várias soluções de estrutura de pavimento

			Misturas Betuminosas		Agregados		
			Betão betuminoso de desgaste	Macadame	ABGE - Base	ABGE - Sub-base	Leito de Pavimento
espessura (cm)	s/Cimento	Camada	5	16	20	20	30
		Tipo	21		70		
		Total	91				
	2%Cimento	Camada	5	14	15	15	25
		Tipo	19		55		
		Total	74				
	4%Cimento	Camada	5	14	20	0	25
		Tipo	19		45		
		Total	64				
	6%Cimento	Camada	5	13	20	0	25
		Tipo	18		45		
		Total	63				
	8%Cimento	Camada	5	14	20	0	20
		Tipo	19		40		
		Total	59				

Da análise deste quadro podemos então aferir que quanto maior for o teor de cimento menor se torna a espessura da estrutura de pavimento. As reduções de espessuras são bastantes significativas, atingindo os 19% para 2% de cimento, 30% para 4% cimento, 31% para 6% cimento e por fim 35% para 8% cimento.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Analizando os objectivos propostos inicialmente, pode-se destacar a importância da estabilização de solos arenosos, através da adição de cimento, isto porque as vantagens que se podem retirar em várias aplicações da Engenharia Civil são muito benéficas. Como já foi referido anteriormente, a estabilização de solos com cimento traduz-se numa melhoria significativa das características do solo, o que permite realizar projectos com melhor desempenho em termos de capacidade de carga e durabilidade, e com custos económicos e ambientais mais reduzidos comparativamente a outro tipo de aplicação.

Os resultados relativos a todos os ensaios de laboratório apresentados analisados nos capítulos anteriores, assim como a análise paramétrica de estruturas de pavimentos, levaram às seguintes conclusões.

O solo estudado (areias monogranulares, da região de Mira), segundo a classificação unificada classifica-se como SP (areia mal graduada), enquanto pela classificação de solos para fins rodoviários classifica-se de A-3.

Em termos de características do solo, estas cumprem todos os requisitos referidos no CEEP para serem usadas em solo-cimento, quer em termos de granulometria, ensaio de equivalente de areia, ou ensaio de azul de metileno.

No ensaio de compactação Proctor, a adição de cimento provoca um aumento do peso específico seco máximo, mas em termos de teor de água óptimo, não se pode retirar uma tendência significativa, estando todos os valores próximos uns dos outros.

No que respeita ao ensaio de CBR verifica-se que com o aumento da energia de compactação do ensaio, as forças de penetração são maiores. Obtêm-se também valores de CBR maiores, quanto maior é o teor de cimento.

Ainda sobre o ensaio de CBR poder-se-á concluir que as percentagens compreendidas entre 3,5 e 4,5% são aquelas que apresentam um maior rendimento na influência que têm na estabilização de solo com cimento.

Relativamente aos ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral, pode concluir-se que houve um aumento significativo dos valores de tensão obtidos com o aumento do tempo de cura. No entanto os valores obtidos ficaram aquém do esperado, podendo estar na origem deste problema o facto da compactação, que foi feita com o CMV, não ser a mais apropriada, pelo menos nas condições em que foi usado, o que põe em evidência a importância da compactação nos parâmetros da mistura solo-cimento.

A disposição preferencial da camada de ABGE escolhida localiza-se entre a camada de leito de pavimento estabilizada com cimento e as camadas de misturas betuminosas, de modo a evitar a transmissão dos esforços de tracção gerados no material aglutinado durante o processo de cura e pela alteração das condições higrométricas.

As conclusões que se obtêm com o dimensionamento das várias soluções para estruturas de pavimentos são que quanto maior for o teor de cimento na camada de leito de pavimento, ou seja maior for a rigidez desta camada, menor será a espessura da estrutura de pavimento.

7.2. TRABALHOS FUTUROS

Para a realização de futuros estudos laboratoriais, propõem-se o esclarecimento da influência do grau de compactação e das metodologias de compactação nos parâmetros do solo-cimento produzido com este tipo de materiais.

Outras soluções de estabilização possíveis nomeadamente solo-cal ou solo-cal-cimento.

Estudos dos comportamentos das camadas de solo-cimento em obra através da realização de trechos experimentais.

Bibliografia

Balbo, J. T. (2002). *Pavimentação – Materiais, suas Propriedades e Técnicas Construtivas*. USP.

Behak, L. (2007). *Estabilização de um solo sedimentar arenoso do Uruguai com cinza de casca de arroz e cal*. Porto Alegre: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Bento, P. F. (2006). *Uso de cal e fibras na melhoria de materiais para utilização em estruturas de pavimentos*. Brasília: Dissertação de Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília para obtenção do Grau de Mestre.

Bonafé, L. (2004). *Estudo da resistência de um solo residual em basalto estabilizado e reforçado*. Ijuí: Trabalho de conclusão do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

Cristelo, N. M. (2001). *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. L. Guimarães: Dissertação apresentada à Escola de Engenharia da Universidade do Minho para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

EP. (2009). Caderno de Encargos: 01-Terraplanagens; 03-Pavimentação.

Ferreira, R. C., Faleiro, H. T., & Freire, W. J. (2005). Desempenho físico-mecânico de solo argiloso. *Pesquisa Agropecuária Tropical*, v.3, n.35, p. 191-198.

Ferreira, R. d., Faleiro, H. T., & Freire, W. J. (2005). *Desempenho físico-mecânico de solos argiloso estabilizado com cal e silicato de sódio visando aplicação em construções rurais*. Pesquisa Agropecuária Tropical.

França, F. C. (2003). *Estabilização Química de Solos para fins Rodoviários: estudo de caso com o produto "RBI GRADE 81"*. Viçosa: Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa para obtenção do título de Magister Scientiae.

Guimarães, R. C., Ferreira, C. J., & Rosa, J. B. (2006). *Estabilização de Solos com Cal Para Uso em Pavimentação e Barragens*. Anápolis: Projecto de Pesquisa apresentada à Unidade Universitária de Ciências Exatas e Tecnológica.

Ingles, O., & Metcalf, J. (1972). *Soil Stabilization – Principles and Practice*. Butterworths, Melbourne.

JAE. (1995). Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional. JAE (actual EP) .

Junior, L. d. (2007). *Parâmetros de controlo da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada*. Porto Alegre: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul para obtenção do Grau de Mestre.

Lima, D. C., Bueno, B. S., & Silva, C. H. (1993). *Estabilização de solos II – Técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa*. Minas Gerais: Universidade Federal de Viçosa, p. 32.

Lovato, R. S. (2004). *Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado á pavimentação*. Porto Alegre: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia.

Macêdo, M. M. (2004). *Solos modificados com cimento- efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos*. Recife: Tese submetida à Universidade Federal de Pernambuco para obtenção do Grau de Mestre em Ciências em Engenharia Civil.

Machado, C. C., Fernandes, D. C., Pereira, R. S., Santanna, G. L., Lima, D. C., & Pires, J. M. (2003). Classificação tecnológica de solos e resíduos industriais. *Revista da Árvore*, v. 27, n.5 , p. 657-668.

Machado, C. C., Sant’Anna, G. L., Lima, D. C., Carvalho, C. A., Almeida, A., & Oliveira, T. (2006). Durabilidade de solos estabilizados quimicamente com vista à aplicação em estradas florestais. *Revista da Árvore*, v.30, n.6 , p. 981-988.

MACOPAV-. (1995). Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional.

Milani, A. P. (2005). *Avaliação físico_mecânica de tijolos de solo-cimento e de solo-cal adicionados de casca de arroz*. Campinas: Dissertação submetida à Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Agrícola .

Moreira, J. P. (2005). *Contribuição para a reutilização de material fresado em camadas estruturais de pavimento*. Dissertação apresentada á Universidade do Minho para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Rodoviária. Guimarães.

Moreno, M. A., & Montoya, C. A. (2005). Comportamiento de suelos residuales de diorita estabilizados con cal y su evolución en el tiempo. *Revista de Ingenierías Universidad de Medellín*, v.4, n.006 , p. 111-122.

Neves, E. C., & Fonseca, A. V. (2008). *Estudo laboratorial de um solo de origem sedimentar estabilizado com cal aérea*. Maputo: 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia.

Núñez, W. P. (1991). *Estabilização Físico-Química de um solo residual de Arenito Botucatú, visando o seu emprego na pavimentação*. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-CPGEC/UFRGS,150 p., Porto Alegre.

Pereira, O. A. (1995). *Pavimentos rodoviários Volume I. ICT Especialização e aperfeiçoamento de vias de comunicação*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Rosa, J. B., Ferreira, C. J., & Guimarães, R. C. *Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação*. IV Seminário de Iniciação Científica.

Sant`Anna, G. L. (2002). *Módulo de resiliência de Misturas solo-alcatão, Solo-cal-alcatrão e solo_cimento-alcatrão para pavimentação de estradas florestais*. Viçosa: Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa para obtenção do título Magister scientiae em Ciência Florestal.

Silva, C. C. (2007). *Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos*. Curitiba: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Paraná para obtenção do Grau de Mestre em Construção Civil.

Specht, L. P. (2000). *Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação*. Porto Alegre: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia.

Thomé, A. (1994). *Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando o seu uso em fundações superficiais*. Porto Alegre: Dissertação apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia .

Trindade, T. P. (2006). *Caracterização tecnológica de três solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental*. Viçosa, Minas Gerais- Brasil: Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, para obtenção do título de Doctor Scientiae em Engenharia Civil.

Trindade, T. P., Lima, D. C., Machado, C. C., Carvalho, C. A., Schaefer, C. E., Fontes, M. P., et al. (2005). Estabilização química do subleito de estradas: Influência do tempo decorrido entre a mistura e a compactação na resistência mecânica de misturas solo-RBI GRADE 81. *Revista da Árvore*, v.29, n.3 , p. 413-418.

Trindade, T. P., Lima, D. C., Machado, C. C., Carvalho, C. A., Schaefer, C. E., Fontes, M. P., et al. (2005). Estudo da durabilidade de misturas solo RBI Grade 81 com vistas à aplicação em estradas florestais e camadas de pavimentos convencionais. *Revista da Árvore*, v.29, n.4 , p. 591-600.

Vendruscolo, M. A. (2003). *Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para a aplicação como reforço de base de fundações superficiais*. Porto Alegre: Tese apresentada à Universidade Federal Rio Grande do Sul para obtenção do Grau de Doutorado em Engenharia.

ANEXO 1

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

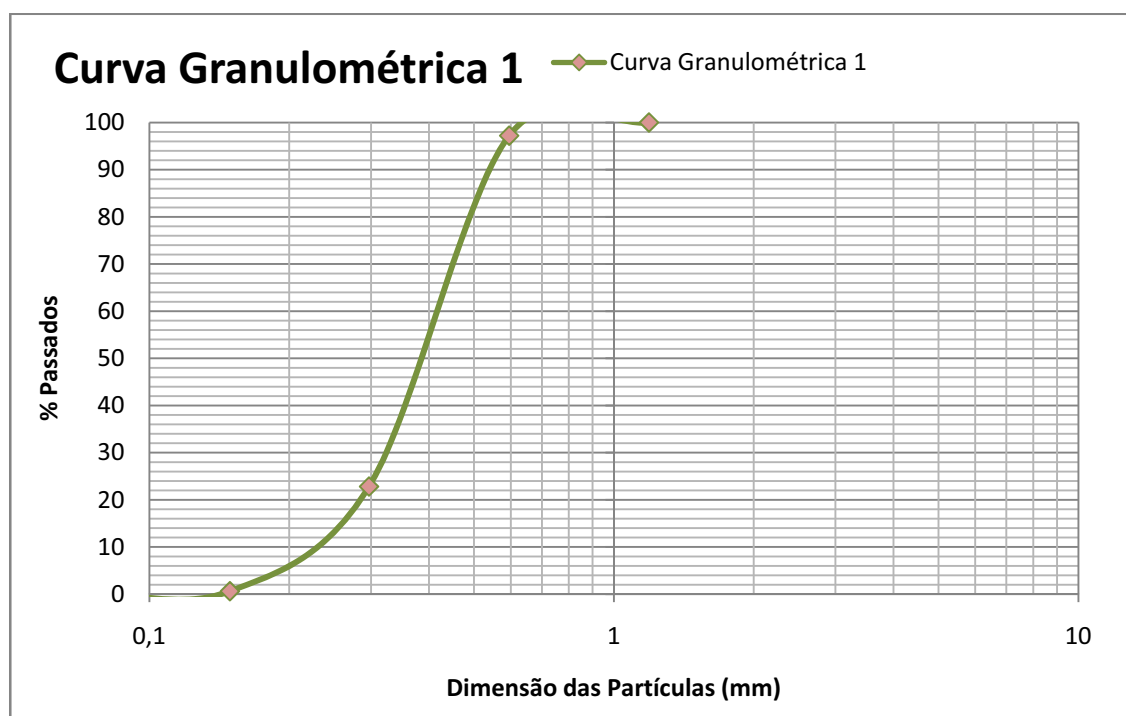
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 1)

**Amostra
nº1**

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149.2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0.8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,0	0,0	0,0	100,0
nº8	2,38	0,0	0,0	0,0	100,0
nº16	1,19	0,0	0,0	0,0	100,0
nº30	0,595	4,2	2,8	2,8	97,2
nº50	0,297	111,6	74,4	77,2	22,8
nº100	0,149	33,3	22,2	99,4	0,6
nº200	0,075	0,8	0,5	99,9	0,1
< 0,075		0,0	0,0	99,9	0,1
TOTAL		149,9	99,9		



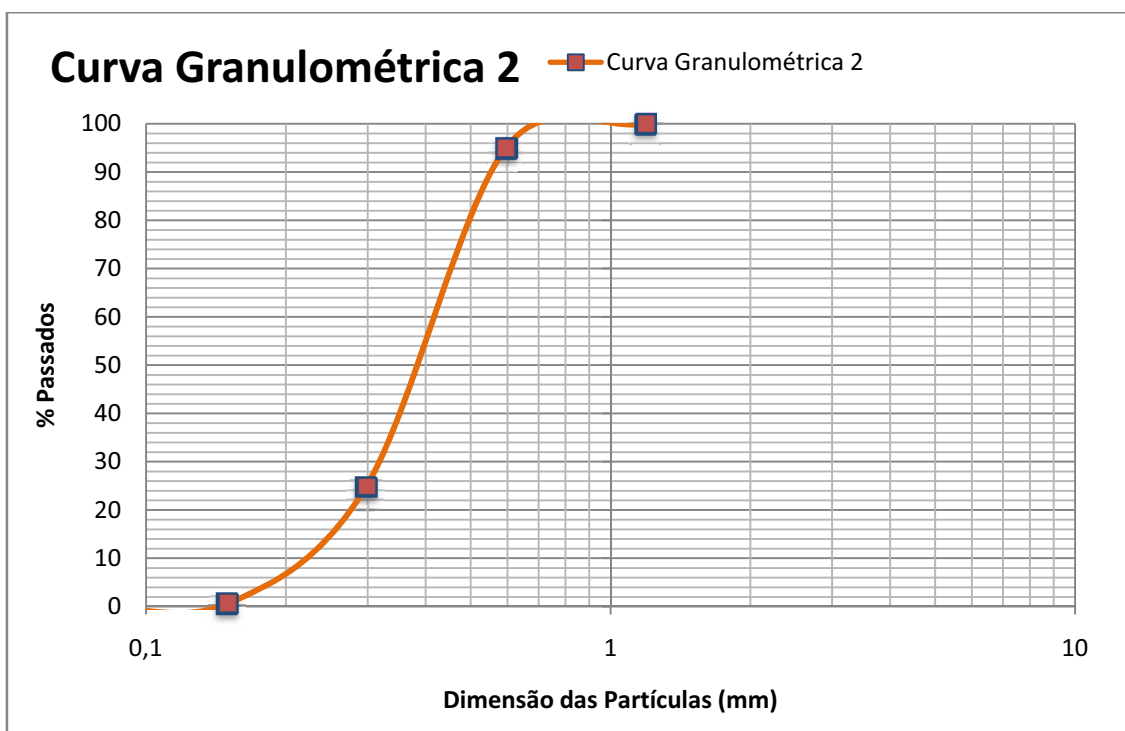
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 2)

**Amostra
nº2**

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149,2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0,8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,0	0,0	0,0	100,0
nº8	2,38	0,0	0,0	0,0	100,0
nº16	1,19	0,0	0,0	0,0	100,0
nº30	0,595	7,6	5,1	5,1	94,9
nº50	0,297	105,4	70,3	75,3	24,7
nº100	0,149	36,2	24,1	99,5	0,5
nº200	0,075	0,5	0,3	99,8	0,2
< 0,075		0,0	0,0	99,8	0,2
TOTAL		149,7	99,8		



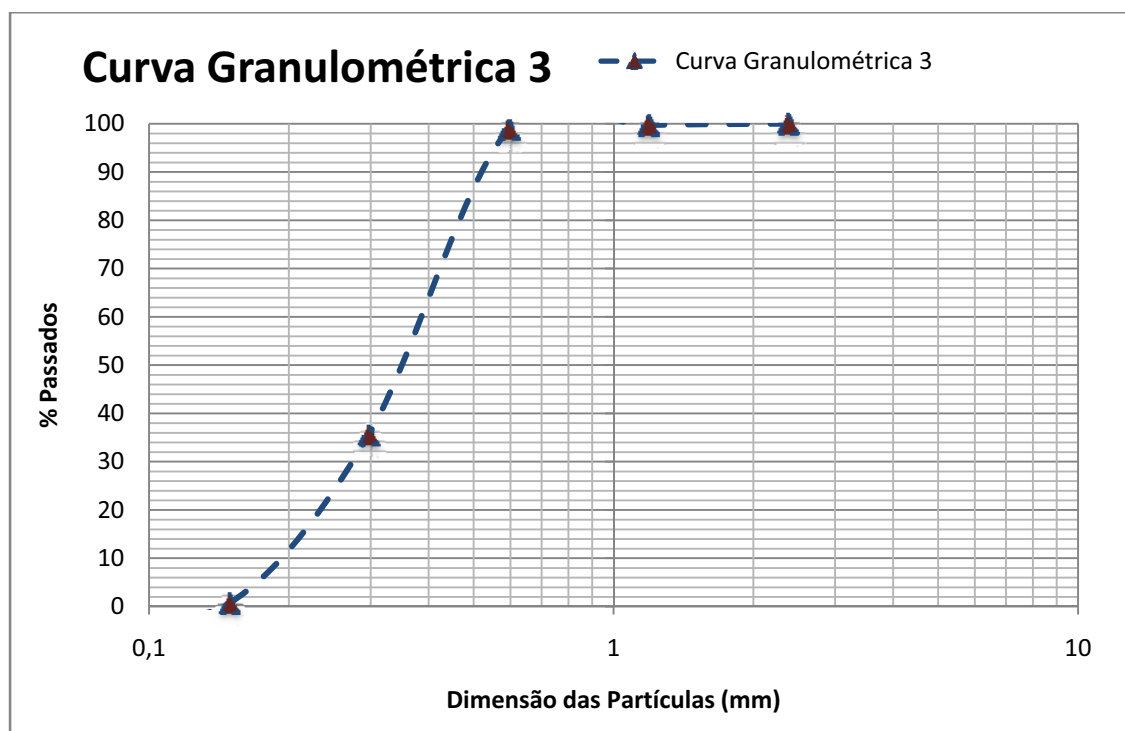
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 3)

**Amostra
nº3**

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149.2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0.8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,0	0,0	0,0	100,0
nº8	2,38	0,0	0,0	0,0	100,0
nº16	1,19	0,4	0,3	0,3	99,7
nº30	0,595	1,4	0,9	1,2	98,8
nº50	0,297	94,9	63,3	64,5	35,5
nº100	0,149	52,2	34,8	99,3	0,7
nº200	0,075	0,6	0,4	99,7	0,3
< 0,075		0,3	0,2	99,9	0,1
TOTAL		149,8	99,9		



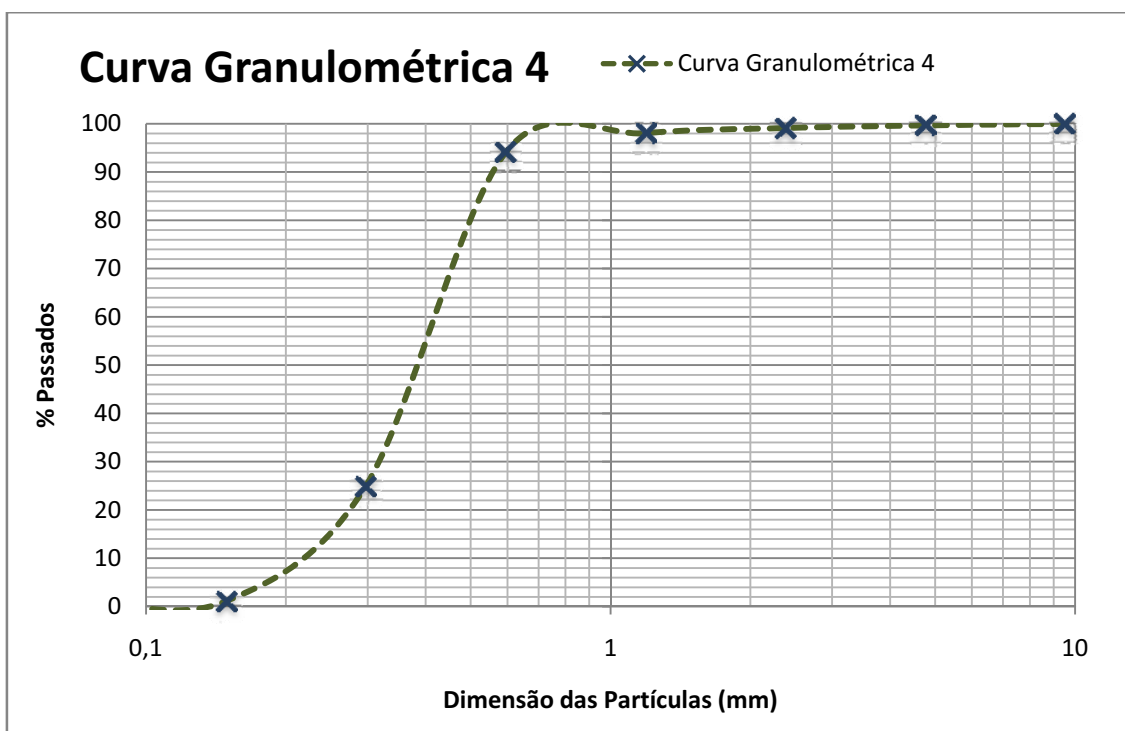
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 4)

**Amostra
nº4**

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149,2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0,8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,5	0,3	0,3	99,7
nº8	2,38	0,8	0,5	0,9	99,1
nº16	1,19	1,6	1,1	1,9	98,1
nº30	0,595	5,9	3,9	5,9	94,1
nº50	0,297	103,8	69,2	75,1	24,9
nº100	0,149	35,7	23,8	98,9	1,1
nº200	0,075	0,9	0,6	99,5	0,5
< 0,075		0,3	0,2	99,7	0,3
TOTAL		149,5	99,7		



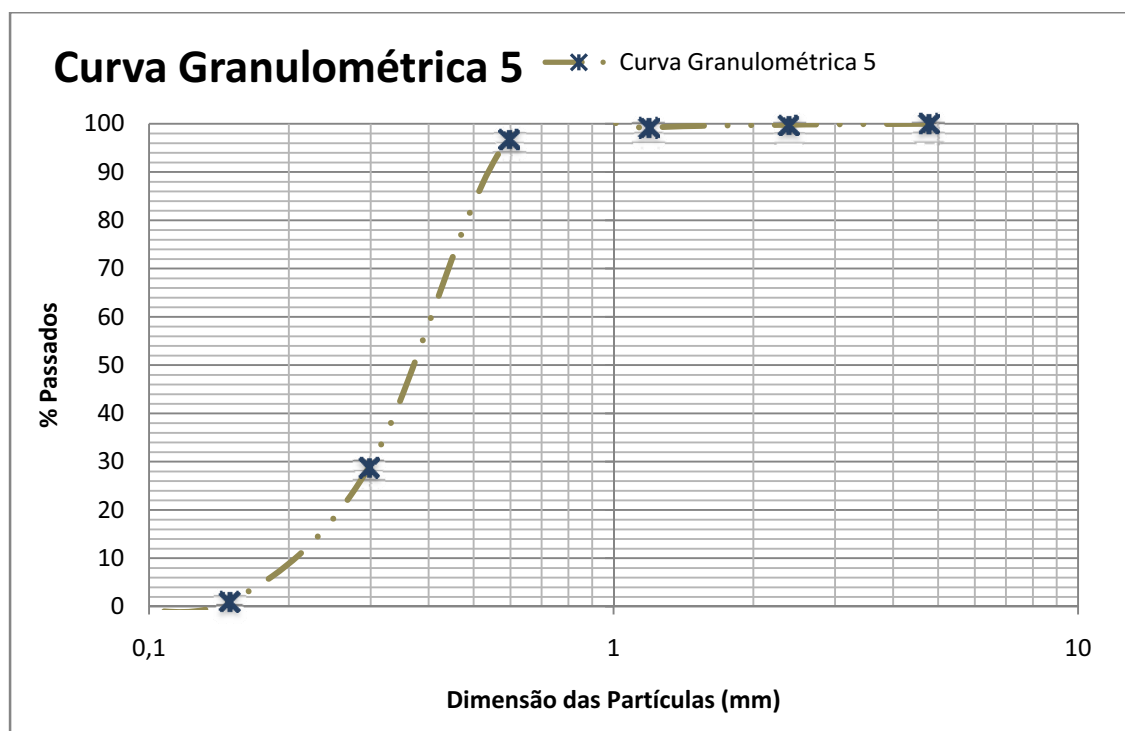
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 5)

Amostra
nº5

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149,2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0,8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,0	0,0	0,0	100,0
nº8	2,38	0,3	0,2	0,2	99,8
nº16	1,19	0,9	0,6	0,8	99,2
nº30	0,595	3,5	2,3	3,1	96,9
nº50	0,297	102,2	68,1	71,3	28,7
nº100	0,149	41,5	27,7	98,9	1,1
nº200	0,075	0,9	0,6	99,5	0,5
< 0,075		0,2	0,1	99,7	0,3
TOTAL		149,5	99,7		



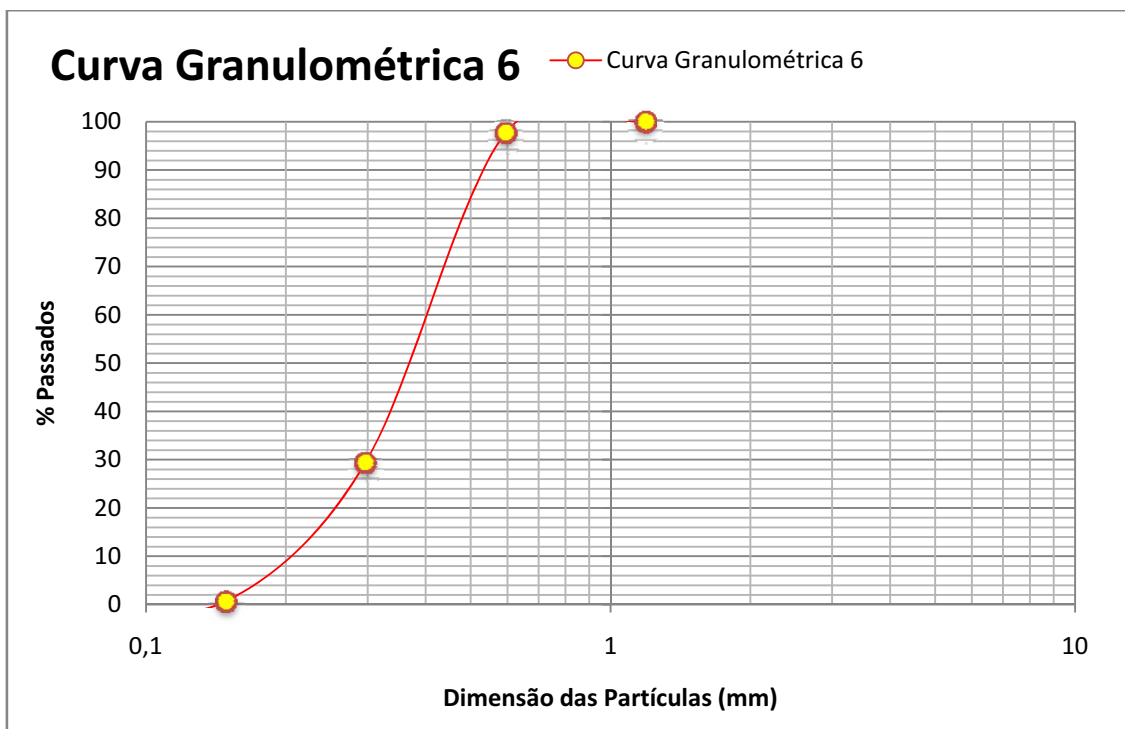
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (AMOSTRA 6)

**Amostra
nº6**

Tipo de solo: Areias dunares

Data: 06-01-2009

Massa total da amostra (g)					150
Massa de fracção > 0,075 mm (g)					149,2
Massa de fracção < 0,075 mm (g)					0,8
Peneiro nº	Abertura (µm)	Massa Retida (g)	% Retida	% Cum. Retida	% Cum. Passada
1" 1/2	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,5	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,51	0,0	0,0	0,0	100,0
nº4	4,76	0,0	0,0	0,0	100,0
nº8	2,38	0,0	0,0	0,0	100,0
nº16	1,19	0,0	0,0	0,0	100,0
nº30	0,595	3,4	2,3	2,3	97,7
nº50	0,297	102,4	68,3	70,5	29,5
nº100	0,149	43,1	28,7	99,3	0,7
nº200	0,075	0,7	0,5	99,7	0,3
< 0,075		0,1	0,1	99,8	0,2
TOTAL		149,7	99,8		



EQUIVALENTE DE AREIA - NP - EN 933-8/2002

Identificação da amostra: Amostra 1

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	95	97
h2 (mm)	97	98
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	102	101
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
1,1	OK

SE	102	(arredondado às unidades)
----	-----	---------------------------

Identificação da amostra: Amostra 2

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	96	99
h2 (mm)	95	94
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	99	95
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
4,0	OK

SE	97	(arredondado às unidades)
----	----	---------------------------

Identificação da amostra: Amostra 3

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	102	104
h2 (mm)	96	96
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	94	92
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
1,8	OK

SE	93	(arredondado às unidades)
-----------	----	---------------------------

Identificação da amostra: Amostra 4

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	95	96
h2 (mm)	94	95
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	99	99
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
0,0	OK

SE	99	(arredondado às unidades)
-----------	----	---------------------------

Identificação da amostra: Amostra 5

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	103	103
h2 (mm)	93,5	96
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	90,8	93,2
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
2,4	OK

SE	92	(arredondado às unidades)
-----------	----	---------------------------

Identificação da amostra: Amostra 6

Data:

18/12/2008

Operador: Rui Almeida

	Provete 1	Provete 2
Massa do provete elementar (g)	120	120
h1 (mm)	96	97
h2 (mm)	93	94
100x(h2/h1) (arredondado a 1 casa decimal)	97	97
Nota: Os valores de 100(h2/h1) dos dois provetes não deverão divergir mais de 4		

P2-P1	Verificação
0,0	OK

SE	97	(arredondado às unidades)
-----------	----	---------------------------

AZUL-DE-METILENO - NP - EN 933-9/2002

Identificação da amostra: Amostra 1

Data: 12/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	11
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,55

Identificação da amostra: Amostra 2

Data: 22/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	7
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,35

Identificação da amostra: Amostra 3

Data: 22/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	7
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,35

Identificação da amostra: Amostra 4

Data: 22/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	7
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,35

Identificação da amostra: Amostra 5

Data: 12/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	10
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,5

Identificação da amostra: Amostra 6

Data: 22/01/2009

Operador: Rui Almeida

Massa do provete (g)	200
Volume de azul de metileno (ml)	7
Valor do azul de metileno (g/100g de solo)	0,35

Densidade das partículas - NP - E 15 -1953

Identificação da amostra: Amostra 1

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

Picnómetro n.º		
m3	picnómetro + água destilada (g)	148,41
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	179,44
A	cápsula (massa) (g)	302,57
B	proвете seco + cápsula (g)	352,52
m4 = B - A	proвете seco (g)	49,95
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,64

Identificação da amostra: Amostra 2

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

Picnómetro n.º		8	36
m3	picnómetro + água destilada (g)	154,24	153,87
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	184,70	184,29
A	cápsula (massa) (g)	218,60	211,22
B	proвете seco + cápsula (g)	268,50	261,20
m4 = B - A	proвете seco (g)	49,90	49,98
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,57	2,56
MÉDIA DAS DENSIDADES RELATIVAS DAS PARTÍCULAS		2,57	

Identificação da amostra: Amostra 3

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

Picnómetro n.º		
m3	picnómetro + água destilada (g)	142,65
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	173,79
A	cápsula (massa) (g)	288,92
B	provete seco + cápsula (g)	338,80
m4 = B - A	provete seco (g)	49,88
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,66

Identificação da amostra: Amostra 4

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

Picnómetro n.º		54	71
m3	picnómetro + água destilada (g)	142,65	148,41
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	173,51	179,18
A	cápsula (massa) (g)	288,90	216,49
B	provete seco + cápsula (g)	338,81	266,43
m4 = B - A	provete seco (g)	49,91	49,94
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,62	2,61
MÉDIA DAS DENSIDADES RELATIVAS DAS PARTÍCULAS		2,62	

Identificação da amostra: Amostra 5

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

Picnómetro n.º		
m3	picnómetro + água destilada (g)	153,87
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	184,53
A	cápsula (massa) (g)	292,93
B	provete seco + cápsula (g)	342,50
m4 = B - A	provete seco (g)	49,57
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,62

Identificação da amostra: Amostra 6

Data: 2/02/2009

Operador: Rui Almeida

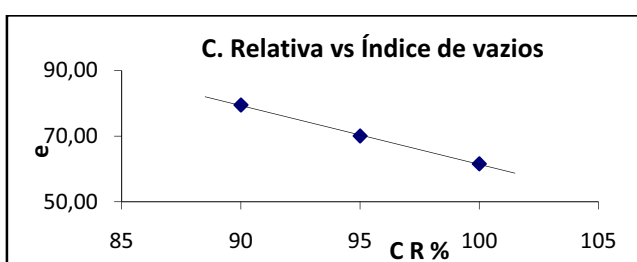
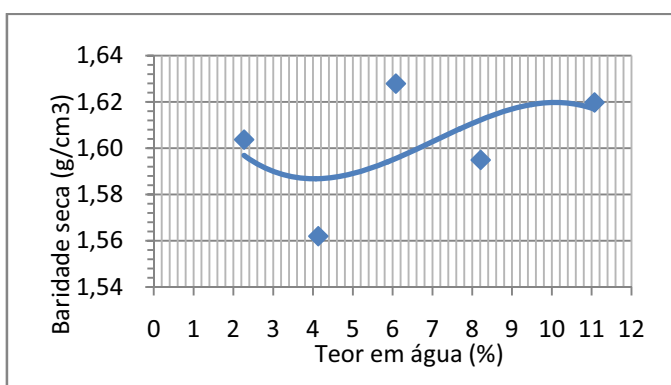
Picnómetro n.º		
m3	picnómetro + água destilada (g)	154,24
m5	picnómetro + provete + água destilada (g)	185,28
A	cápsula (massa) (g)	216,52
B	provete seco + cápsula (g)	266,43
m4 = B - A	provete seco (g)	49,91
t	temperatura do ensaio (°C)	17,00
k	razão entre as massas volúmicas da água à temperatura do ensaio e a 20 °C	1,001
$G = k \frac{m4}{m3 - (m5 - m4)}$	densidade relativa da partículas	2,65

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR (S/Cimento)

Volume de água (ml)	50	100	150	200	250
Volume do molde (cm ³)	956	956	956	956	956
Massa do molde (g)	3363	3363	3363	3363	3363
Massa do molde + solo húmido (g)	4931	4918	5014	5013	5083
Massa do Solo húmido (g)	1568	1555	1651	1650	1720
Baridade húmida (g/cm ³)	1,64	1,63	1,73	1,73	1,80
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Massa da cápsula (g)	220,9	302,6	292,7	163,6	220,9
Massa da cápsula + solo húmido (g)	423,7	553,8	557,8	493,7	448,4
Massa da cápsula + solo seco (g)	419,2	543,8	542,6	468,7	425,7
Massa do solo seco (g)	198,3	241,3	250,0	305,1	204,8
Massa da água (g)	4,5	10,0	15,2	25,1	22,7
Teor em água (%)	2,3	4,1	6,1	8,2	11,1
Baridade seca (g/cm ³)	1,60	1,56	1,63	1,59	1,62
Nº de pancadas	25	25	25	25	25

Compactação	Baridade máxima seca (g/cm ³)	γ_{dm}	1,63
	Teor óptimo de água	W _m	6

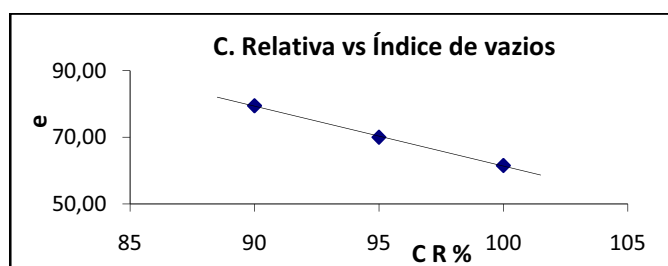
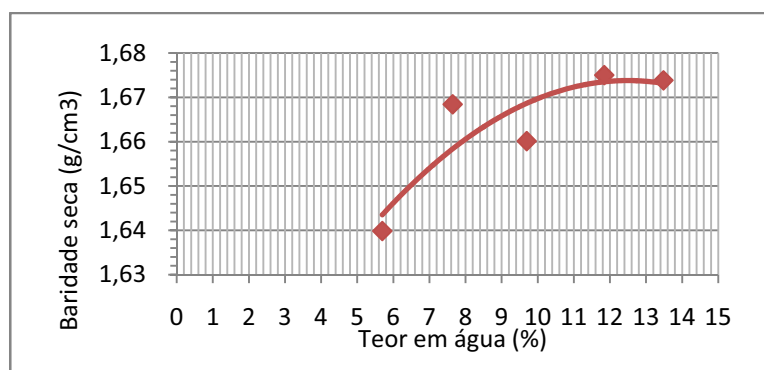
baridade máxima seca corrig. (γ_{dmc})	1,63	g cm⁻³
teor óptimo água corrig. (W_{mc})	6	%
massa volúmica (G)	2,63	g cm⁻³
índice de vazios (e)	61,56	%
Compactação Relativa (%)	100	



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR (2% Cimento)

teor inicial (%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0
peso do solo (Kg)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
água adicionada (ml)	150	200	250	300	350
cimento %	2,0				
cimento (g)	50,0				
Volume de água (ml)	150	200	250	300	350
Volume do molde (cm ³)	956	956	956	956	956
Massa do molde (g)	3364	3364	3364	3364	3364
Massa do molde + solo húmido (g)	5021	5081	5105	5155	5180
Massa do Solo húmido (g)	1657	1717	1741	1791	1816
Baridade húmida (g/cm ³)	1,73	1,80	1,82	1,87	1,90
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Massa da cápsula (g)	205,7	212,5	212,1	211,3	220,9
Massa da cápsula + solo húmido (g)	455,2	505,6	457,5	486,2	465,3
Massa da cápsula + solo seco (g)	441,8	484,8	435,8	457,1	436,2
Massa do solo seco (g)	236,1	272,3	223,7	245,8	215,3
Massa da água (g)	13,4	20,8	21,7	29,1	29,0
Teor em água (%)	5,7	7,6	9,7	11,8	13,5
Baridade seca (g/cm ³)	1,64	1,67	1,66	1,67	1,67
Nº de pancadas	25	25	25	25	25

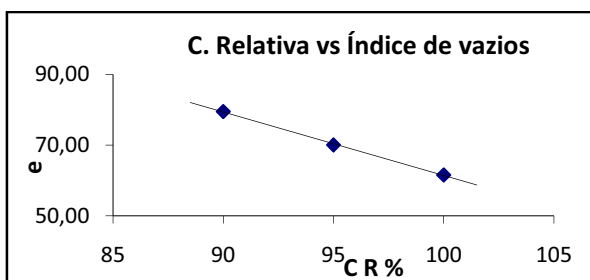
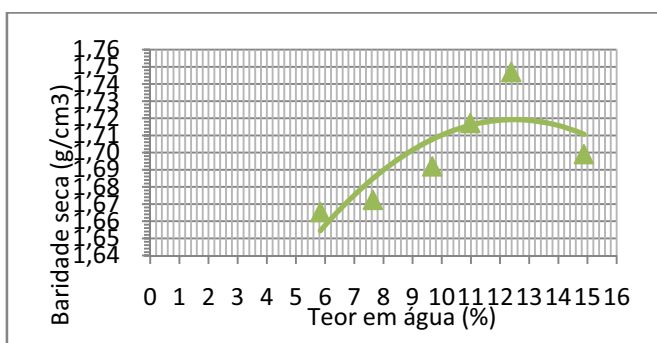
baridade máxima seca (γ_{dmc})	1,67	g cm ⁻³
teor óptimo água (W_{mc})	13	%
massa volúmica (G)	2,63	g cm ⁻³
índice de vazios (e)	57,02	%
Compactação Relativa (%)	100	



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR (4% Cimento)

teor inicial (%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
peso do solo (Kg)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
água adicionada (ml)	150	200	250	300	350	400
cimento %						
cimento (g)						
Volume de água (ml)	150	200	250	300	350	400
Volume do molde (cm ³)	956	956	956	956	956	956
Massa do molde (g)	3364	3364	3364	3364	3364	3364
Massa do molde + solo húmido (g)	5049	5085	5138	5186	5241	5230
Massa do Solo húmido (g)	1685	1721	1774	1822	1877	1866
Baridade húmida (g/cm ³)	1,76	1,80	1,86	1,91	1,96	1,95
Cápsula nº	1	2	3	4	5	6
Massa da cápsula (g)	205,7	220,9	212,5	207,5	220,8	207,5
Massa da cápsula + solo húmido (g)	471,1	502,2	478,6	517,9	540,0	544,5
Massa da cápsula + solo seco (g)	456,5	482,2	455,1	487,2	504,8	500,8
Massa do solo seco (g)	250,8	261,3	242,7	279,7	284,0	293,4
Massa da água (g)	14,6	20,0	23,5	30,7	35,2	43,6
Teor em água (%)	5,8	7,6	9,7	11,0	12,4	14,9
Baridade seca (g/cm ³)	1,67	1,67	1,69	1,72	1,75	1,70
Nº de pancadas	25	25	25	25	25	25

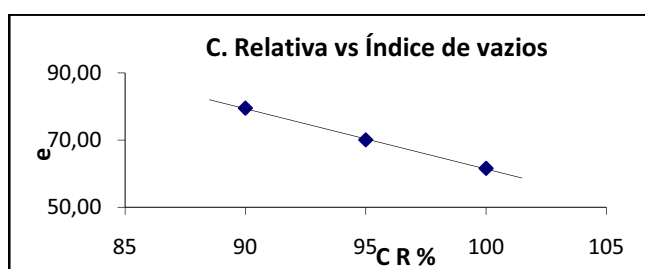
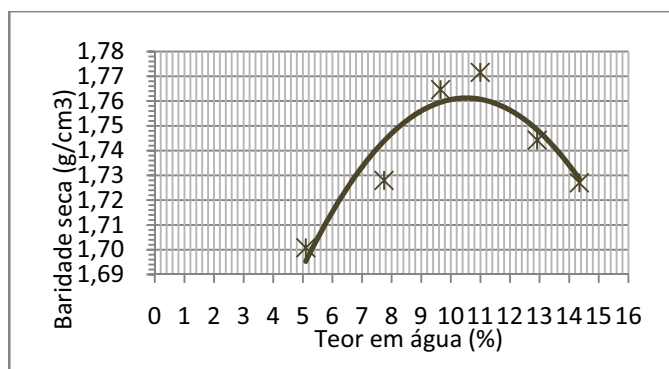
baridade máxima seca (γ_{dmc})	1,72	g cm ⁻³
teor ótimo água (W_{mc})	13	%
massa volúmica (G)	2,63	g cm ⁻³
índice de vazios (e)	52,91	%
Compactação Relativa (%)	100	



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR (6% Cimento)

teor inicial (%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
peso do solo (Kg)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
água adicionada (ml)	150	200	250	300	350	400
cimento %	6,0					
cimento (g)	150,0					
Volume de água (ml)	150	200	250	300	350	351
Volume do molde (cm ³)	956	956	956	956	956	956
Massa do molde (g)	3364	3364	3364	3364	3364	3364
Massa do molde + solo húmido (g)	5073	5144	5214	5244	5247	5252
Massa do Solo húmido (g)	1709	1780	1850	1880	1883	1888
Baridade húmida (g/cm ³)	1,79	1,86	1,94	1,97	1,97	1,97
Cápsula nº	2	3	4	5	6	6
Massa da cápsula (g)	205,7	212,5	212,1	211,3	220,9	207,5
Massa da cápsula + solo húmido (g)	367,8	371,3	401,8	386,9	462,1	383,9
Massa da cápsula + solo seco (g)	359,9	359,9	385,1	369,5	434,5	361,8
Massa do solo seco (g)	154,2	147,4	173,0	158,2	213,6	154,3
Massa da água (g)	7,9	11,4	16,7	17,4	27,6	22,1
Teor em água (%)	5,1	7,7	9,7	11,0	12,9	14,3
Baridade seca (g/cm ³)	1,70	1,73	1,76	1,77	1,74	1,73
Nº de pancadas	25	25	25	25	25	25

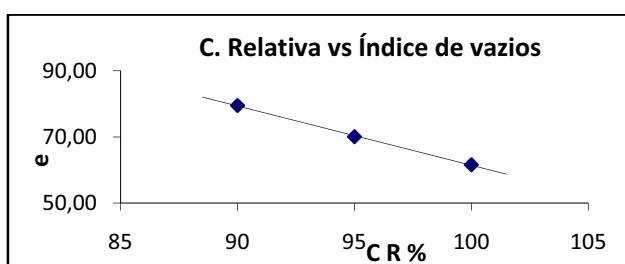
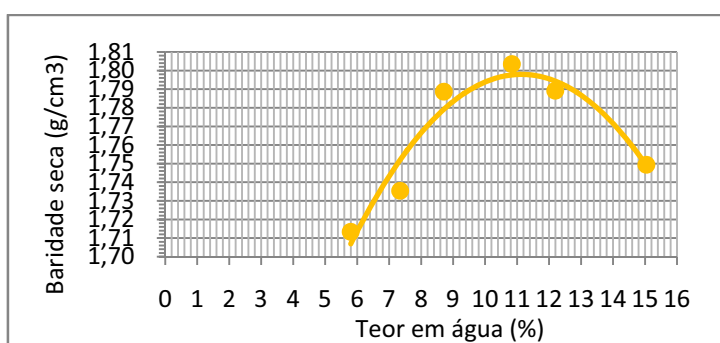
baridade máxima seca (γ_{dmc})	1,76	g cm ⁻³
teor óptimo água (W_{mc})	11	%
massa volúmica (G)	2,63	g cm ⁻³
índice de vazios (e)	49,43	%
Compactação Relativa (%)	100	



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR (8% Cimento)

teor inicial (%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
peso do solo (Kg)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
água adicionada (ml)	150	200	250	300	350	400
cimento %	8,0					
cimento (g)	200,0					
Volume de água (ml)	100	150	200	250	300	350
Volume do molde (cm ³)	956	956	956	956	956	956
Massa do molde (g)	3364	3364	3364	3364	3364	3364
Massa do molde + solo húmido (g)	5097	5145	5223	5275	5283	5288
Massa do Solo húmido (g)	1733	1781	1859	1911	1919	1924
Baridade húmida (g/cm ³)	1,81	1,86	1,94	2,00	2,01	2,01
Cápsula nº	1	2	3	4	5	6
Massa da cápsula (g)	218,6	207,5	216,4	218,6	218,7	207,4
Massa da cápsula + solo húmido (g)	467,4	498,3	513,4	392,8	452,7	413,7
Massa da cápsula + solo seco (g)	453,8	478,4	489,6	375,8	427,2	386,7
Massa do solo seco (g)	235,2	270,9	273,2	157,2	208,6	179,3
Massa da água (g)	13,6	19,9	23,8	17,0	25,4	27,0
Teor em água (%)	5,8	7,3	8,7	10,8	12,2	15,0
Baridade seca (g/cm ³)	1,71	1,74	1,79	1,80	1,79	1,75
Nº de pancadas	25	25	25	25	25	25

baridade máxima seca (γ_{dmc})	1,80	g cm ⁻³
teor ótimo água (W_{mc})	11	%
massa volúmica (G)	2,63	g cm ⁻³
índice de vazios (e)	46,11	%
Compactação Relativa (%)	100	



ANEXO 2

ENSAIOS CBR

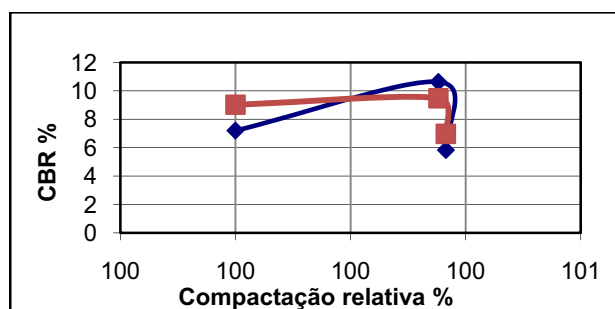
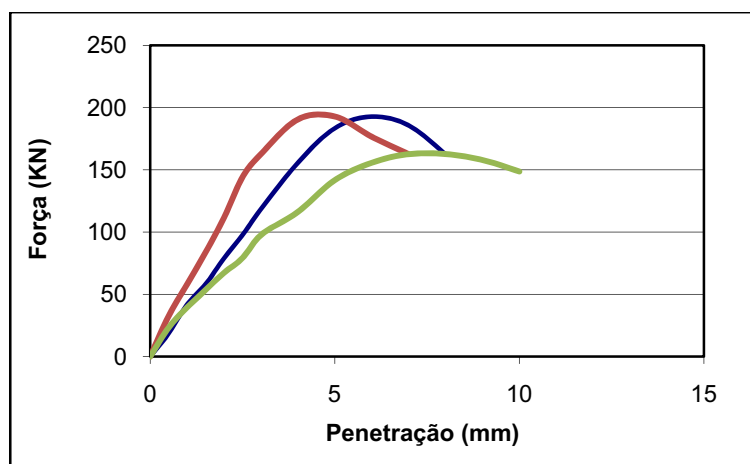
ENSAIO CBR (s/Cimento)

Moldes	Nº	1	2	3
	Massa (g)	6234	6503	6238
	Volume (cm3)	2305	2305	2305
nº golpes		55	25	12
Solo + Água	teor inicial (%)	6	6	6
	peso do solo (Kg)	5	5	5
	água adicionada (ml)	300	300	300
Compactação	molde + solo húmido	10166	10437	10183
	massa do solo húmido	3932	3934	3945
	Baridade húmida	1,71	1,71	1,71
	Baridade seca	1,61	1,62	1,62
	Compactação Relativa %	100	100	100
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	220,9	211,3	212,47
	tab.+ solo húmido	395,34	437,6	479,34
	tab.+solo seco	385,87	425,96	464,94
	massa da água	9,47	11,64	14,4
	massa do solo seco	164,97	214,66	252,47
	teor em água	5,74	5,42	5,70
Saturação	molde + solo saturado	10693	10973	10688
	massa do solo saturado	4459	4470	4450
	água absorvida	527	536	505
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	205,13	212,44	220,9
	tab.+ solo húmido	457,12	482,5	461,17
	tab.+solo seco	417,66	439,4	423,18
	massa da água	39,46	43,1	37,99
	massa do solo seco	212,53	226,96	202,28
	teor em água	18,57	18,99	18,78

	Penetração (mm)	Molde 1 (55)		Molde 2 (25)		Molde 3 (12)	
		Divisões	Forças	Divisões	Forças	Divisões	Forças
Ensaio de Penetração	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,5	4,0	18,6	7,0	32,5	5,0	23,2
	1,0	9,0	41,8	12,5	58,1	8,5	39,5
	1,5	12,5	58,1	18,0	83,6	11,5	53,4
	2,0	17,0	79,0	24,0	111,5	14,5	67,4
	2,5	21,0	97,6	31,0	144,0	17,0	79,0
	3,0	25,5	118,5	35,0	162,6	21,0	97,6
	4,0	33,5	155,6	41,0	190,5	25,0	116,1
	5,0	39,5	183,5	41,5	192,8	30,5	141,7
	6,0	41,5	192,8	38,0	176,5	33,5	155,6
	7,0	40,0	185,8	35,0	162,6	35,0	162,6
	8,0	35,0	162,6			35,0	162,6
	9,0					34,0	158,0
	10,0					32,0	148,7

CBR	para 2,5 mm	7,2	10,6	5,8
	para 5,0 mm	9,0	9,5	7,0

Expansão	leitura inicial	0,00	0,00	0,00
	leitura final	0,00	0,00	0,00
	expansão total (cm)	0,00	0,00	0,00
	expansão relativa (%)	0,0	0,0	0,0



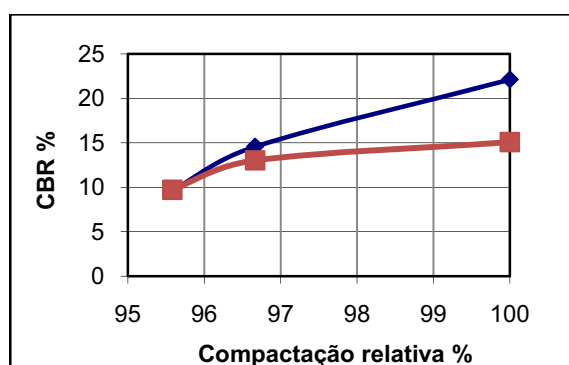
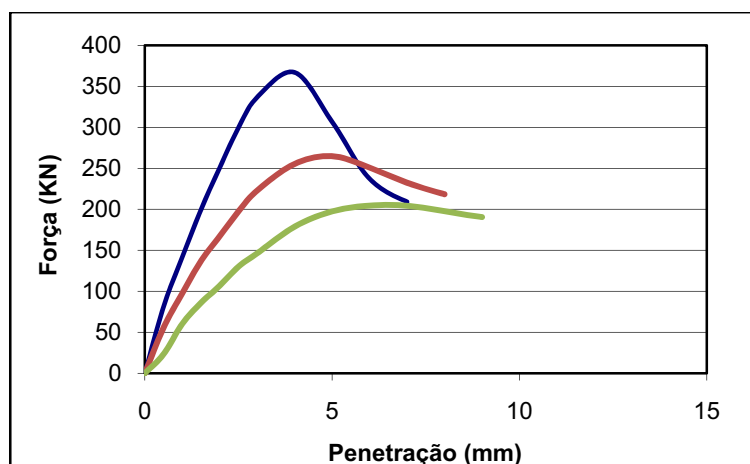
ENSAIO CBR (2% Cimento)

Moldes	Nº	1	2	3
	Massa (g)	6238	6456	6295
	Volume (cm3)	2305	2305	2305
nº golpes		55	25	12
Solo + Água	teor inicial (%)	13	13	13
	peso do solo (Kg)	5	5	5
	água adicionada (ml)	650	650	650
Compactação	molde + solo húmido	10700	10800	10620
	massa do solo húmido	4462	4344	4325
	Baridade húmida	1,94	1,88	1,88
	Baridade seca	1,74	1,68	1,66
	Compactação Relativa %	100	97	96
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	206,08	206,3	206,04
	tab.+ solo húmido	348,9	488,86	472,8
	tab.+solo seco	334,47	458,51	442,51
	massa da água	14,43	30,35	30,29
	massa do solo seco	128,39	252,21	236,47
	teor em água	11,24	12,03	12,81
Saturação	molde + solo saturado	10780	10880	10740
	massa do solo saturado	4542	4424	4445
	água absorvida	80	80	120
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	206,45	206,06	210,12
	tab.+ solo húmido	493,89	504,33	526,64
	tab.+solo seco	458,04	465,57	483,39
	massa da água	35,85	38,76	43,25
	massa do solo seco	251,59	259,51	273,27
	teor em água	14,25	14,94	15,83

	Penetração (mm)	Molde 1 (55)		Molde 2 (25)		Molde 3 (12)	
		Divisões	Forças	Divisões	Forças	Divisões	Forças
Ensaio de Penetração	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,5	17,5	81,3	12,0	55,8	5,0	23,2
	1,0	30,5	141,7	21,0	97,6	13,0	60,4
	1,5	43,0	199,8	29,5	137,1	18,5	86,0
	2,0	54,0	250,9	36,0	167,3	23,0	106,9
	2,5	64,5	299,7	42,5	197,5	28,0	130,1
	3,0	72,5	336,8	48,0	223,0	31,5	146,3
	4,0	79,0	367,0	55,0	255,5	38,5	178,9
	5,0	66,0	306,6	57,0	264,8	42,5	197,5
	6,0	51,0	236,9	54,0	250,9	44,0	204,4
	7,0	45,0	209,1	50,0	232,3	44,0	204,4
	8,0			47,0	218,4	42,5	197,5
	9,0					41,0	190,5
	10,0						

CBR	para 2,5 mm	22,1	14,6	9,6
	para 5,0 mm	15,1	13,0	9,7

Expansão	leitura inicial	0,00	0,00	0,00
	leitura final	0,00	0,00	0,00
	expansão total (cm)	0,00	0,00	0,00
	expansão relativa (%)	0,0	0,0	0,0



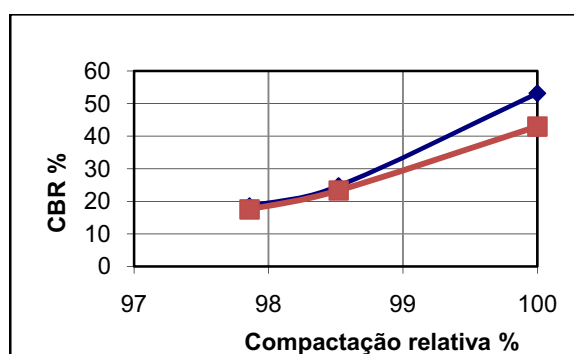
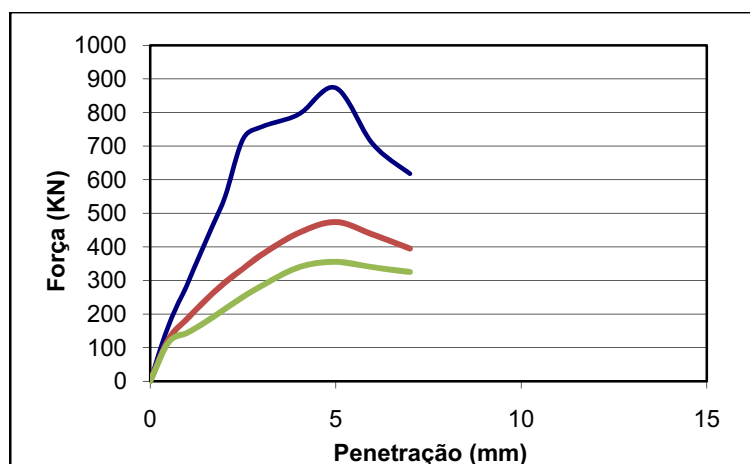
ENSAIO CBR (4% Cimento)

Moldes	Nº	1	2	3
	Massa (g)	6238	6456	6295
	Volume (cm3)	2305	2305	2305
nº golpes		55	25	12
Solo + Água	teor inicial (%)	13	13	13
	peso do solo (Kg)	5	5	5
	água adicionada (ml)	650	650	650
Compactação	molde + solo húmido	10720	10880	10660
	massa do solo húmido	4482	4424	4365
	Baridade húmida	1,94	1,92	1,89
	Baridade seca	1,74	1,71	1,70
	Compactação Relativa %	100	99	98
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	220,90	211,27	207,45
	tab.+ solo húmido	434,9	564,29	548,42
	tab.+solo seco	411,87	525,71	513,19
	massa da água	23,03	38,58	35,23
	massa do solo seco	190,97	314,44	305,74
	teor em água	12,06	12,27	11,52
Saturação	molde + solo saturado	10780	10940	10780
	massa do solo saturado	4542	4484	4485
	água absorvida	60	60	120
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	206,33	210,09	207,43
	tab.+ solo húmido	548,54	509,05	468,03
	tab.+solo seco	507,82	473,65	434,03
	massa da água	40,72	35,4	34
	massa do solo seco	301,49	263,56	226,6
	teor em água	13,51	13,43	15,00

	Penetração (mm)	Molde 1 (55)		Molde 2 (25)		Molde 3 (12)	
		Divisões	Forças	Divisões	Forças	Divisões	Forças
Ensaio de Penetração	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,5	36,0	167,3	27,0	125,4	25,0	116,1
	1,0	62,0	288,1	40,0	185,8	31,0	144,0
	1,5	90,0	418,1	52,0	241,6	38,0	176,5
	2,0	117,0	543,6	63,0	292,7	46,0	213,7
	2,5	155,0	720,1	72,0	334,5	54,0	250,9
	3,0	163,0	757,3	81,0	376,3	61,0	283,4
	4,0	171,0	794,5	95,0	441,4	73,0	339,2
	5,0	188,0	873,4	102,0	473,9	76,5	355,4
	6,0	152,0	706,2	94,0	436,7	73,0	339,2
	7,0	133,0	617,9	85,0	394,9	70,0	325,2
	8,0						
	9,0						
	10,0						

CBR	para 2,5 mm	53,1	24,7	18,5
	para 5,0 mm	43,0	23,3	17,5

Expansão	leitura inicial	0,00	0,00	0,00
	leitura final	0,00	0,00	0,00
	expansão total (cm)	0,00	0,00	0,00
	expansão relativa (%)	0,0	0,0	0,0



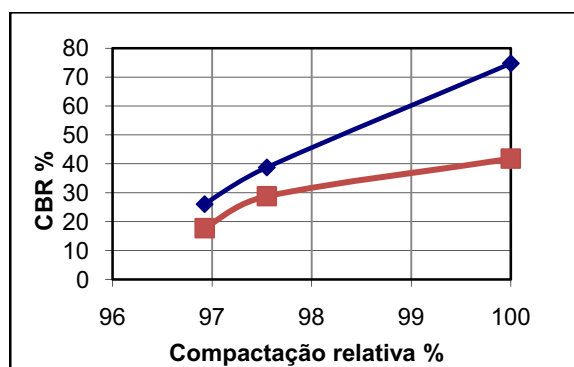
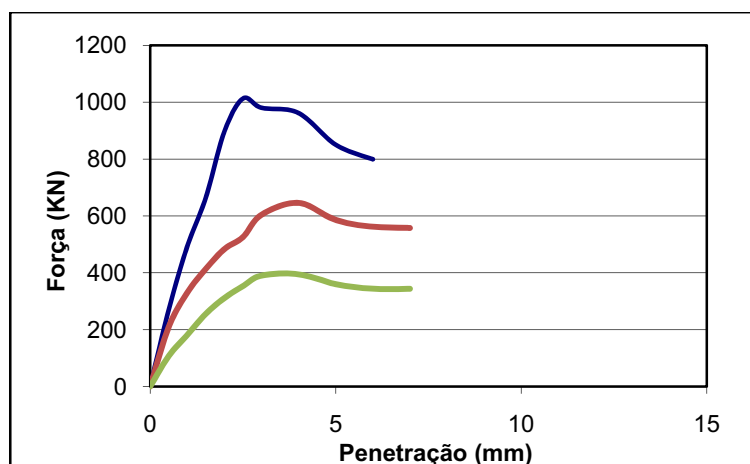
ENSAIO CBR (6% Cimento)

Moldes	Nº	1	2	3
	Massa (g)	6238	6456	6295
	Volume (cm3)	2305	2305	2305
nº golpes		55	25	12
Solo + Água	teor inicial (%)	12	12	12
	peso do solo (Kg)	5	5	5
	água adicionada (ml)	600	600	600
Compactação	molde + solo húmido	10800	10900	10740
	massa do solo húmido	4562	4444	4445
	Baridade húmida	1,98	1,93	1,93
	Baridade seca	1,78	1,74	1,73
	Compactação Relativa %	100	98	97
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	207,41	220,27	216,51
	tab.+ solo húmido	499,79	488,11	452,64
	tab.+solo seco	470,56	461,67	427,92
	massa da água	29,23	26,44	24,72
	massa do solo seco	263,15	241,4	211,41
	teor em água	11,11	10,95	11,69
Saturação	molde + solo saturado	10820	10920	10820
	massa do solo saturado	4582	4464	4525
	água absorvida	20	20	80
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	207,4	220,27	216,51
	tab.+ solo húmido	553,55	542,77	567,43
	tab.+solo seco	510,9	504,69	525,85
	massa da água	42,65	38,08	41,58
	massa do solo seco	303,5	284,42	309,34
	teor em água	14,05	13,39	13,44

	Penetração (mm)	Molde 1 (55)		Molde 2 (25)		Molde 3 (12)	
		Divisões	Forças	Divisões	Forças	Divisões	Forças
Ensaio de Penetração	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,5	58,0	269,5	45,0	209,1	23,0	106,9
	1,0	106,0	492,5	71,0	329,9	39,0	181,2
	1,5	143,0	664,4	89,0	413,5	55,0	255,5
	2,0	193,0	896,7	104,0	483,2	67,0	311,3
	2,5	218,0	1012,8	113,0	525,0	76,0	353,1
	3,0	211,0	980,3	130,0	604,0	84,0	390,3
	4,0	207,0	961,7	139,0	645,8	85,0	394,9
	5,0	183,0	850,2	126,0	585,4	77,5	360,1
	6,0	172,0	799,1	121,0	562,2	74,0	343,8
	7,0			120,0	557,5	74,0	343,8
	8,0						
	9,0						
	10,0						

CBR	para 2,5 mm	74,7	38,7	26,1
	para 5,0 mm	41,8	28,8	17,7

Expansão	leitura inicial	0,00	0,00	0,00
	leitura final	0,00	0,00	0,00
	expansão total (cm)	0,00	0,00	0,00
	expansão relativa (%)	0,0	0,0	0,0



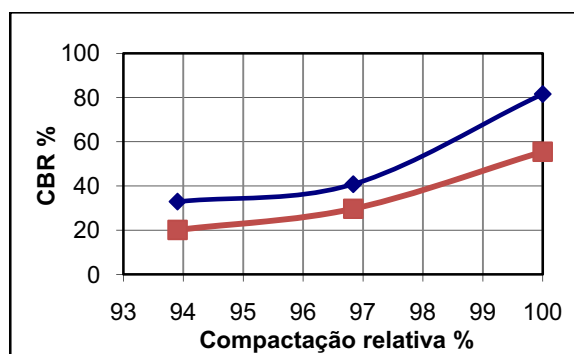
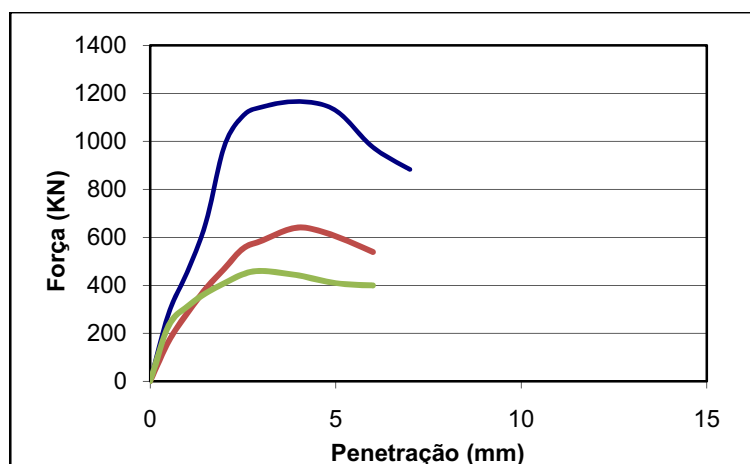
ENSAIO CBR (8% Cimento)

Moldes	Nº	1	2	3
	Massa (g)	6238	6456	6295
	Volume (cm3)	2305	2305	2305
nº golpes		55	25	12
Solo + Água	teor inicial (%)	11	11	11
	peso do solo (Kg)	5	5	5
	água adicionada (ml)	550	550	550
Compactação	molde + solo húmido	10920	11000	10700
	massa do solo húmido	4682	4544	4405
	Baridade húmida	2,03	1,97	1,91
	Baridade seca	1,85	1,79	1,73
	Compactação Relativa %	100	97	94
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	222,72	212,17	210,11
	tab.+ solo húmido	519,39	557	483,75
	tab.+solo seco	492,26	524,77	458,25
	massa da água	27,13	32,23	25,5
	massa do solo seco	269,54	312,6	248,14
	teor em água	10,07	10,31	10,28
Saturação	molde + solo saturado	11060	11120	10840
	massa do solo saturado	4822	4664	4545
	água absorvida	140	120	140
	tabuleiro nº	1	2	3
	massa do tabuleiro	222,69	212,14	210,1
	tab.+ solo húmido	457,82	476,49	479,64
	tab.+solo seco	427,46	443,86	441,56
	massa da água	30,36	32,63	38,08
	massa do solo seco	204,77	231,72	231,46
	teor em água	14,83	14,08	16,45

	Penetração (mm)	Molde 1 (55)		Molde 2 (25)		Molde 3 (12)	
		Divisões	Forças	Divisões	Forças	Divisões	Forças
Ensaio de Penetração	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,5	61,0	283,4	36,0	167,3	50,0	232,3
	1,0	98,0	455,3	61,0	283,4	67,0	311,3
	1,5	142,0	659,7	83,0	385,6	79,0	367,0
	2,0	211,0	980,3	101,0	469,2	88,0	408,8
	2,5	238,0	1105,7	119,0	552,9	96,0	446,0
	3,0	246,0	1142,9	126,0	585,4	99,0	460,0
	4,0	251,0	1166,1	138,0	641,1	95,0	441,4
	5,0	243,0	1129,0	130,0	604,0	88,0	408,8
	6,0	210,0	975,7	116,0	538,9	86,0	399,6
	7,0	190,0	882,7				
	8,0						
	9,0						
	10,0						

CBR	para 2,5 mm	81,6	40,8	32,9
	para 5,0 mm	55,5	29,7	20,1

Expansão	leitura inicial	0,00	0,00	0,00
	leitura final	0,00	0,00	0,00
	expansão total (cm)	0,00	0,00	0,00
	expansão relativa (%)	0,0	0,0	0,0



ANEXO 3

ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E COMPRESSÃO DIAMETRAL

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES / COMPRESSÃO DIAMETRAL (4%)

Ensaio Compressão Simples

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	2,7	0,15
2	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	2,3	0,13
3	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,0	0
4	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	5,0	0,28
5	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	5,5	0,30
6	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	7,1	0,39

Ensaio Compressão Diametral

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,3	0,02
2	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,3	0,02
3	24-03-2009	31-03-2009	7	17,8	15,2	0,9	0,05
4	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,5	0,08
5	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,7	0,09
6	24-03-2009	21-04-2009	28	17,8	15,2	1,3	0,07

Resultados Tensão de Rotura Médios

Resis. Compressão Simples

7 dias	0,14
28 dias	0,32

Resis. Compressão Diametral

7 dias	0,03
28 dias	0,08

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES / COMPRESSÃO DIAMETRAL (6%)

Ensaio Compressão Simples

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	5,0	0,27
2	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	4,1	0,22
3	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	4,4	0,25
4	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,99	0,44
5	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,53	0,41
6	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	7,81	0,43

Ensaio Compressão Diametral

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	1,51	0,07
2	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	1,13	0,05
3	30-03-2009	06-04-2009	7	17,8	15,2	0,96	0,05
4	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	2,87	0,14
5	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	3,25	0,15
6	30-03-2009	27-04-2009	28	17,8	15,2	3,49	0,16

Resultados Tensão de Rotura Médios

Resis. Compressão Simples

7 dias	0,25
28 dias	0,43

Resis. Compressão Diametral

7 dias	0,06
28 dias	0,15

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES / COMPRESSÃO DIAMETRAL (8%)

Ensaio Compressão Simples

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	6,4	0,35
2	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	10,9	0,60
3	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	10,5	0,58
4	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	15,8	0,87
5	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	17,7	0,97
6	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	16,3	0,90

Ensaio Compressão Diametral

Nº Provete	Data		Idade	Altura	Diâmetro	Força Rotura	Tensão Rotura
	Fabrico	Ensaio	(Dias)	(cm)	(cm)	(kN)	(Mpa)
1	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	2,3	0,11
2	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	2,1	0,10
3	07-04-2009	14-04-2009	7	17,8	15,2	1,8	0,08
4	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,0	0,28
5	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,3	0,30
6	07-04-2009	05-05-2009	28	17,8	15,2	6,7	0,32

Resultados Tensão de Rotura Médios

Resis. Compressão Simples

7 dias	0,48
28 dias	0,91

Resis. Compressão Diametral

7 dias	0,10
28 dias	0,30